



Università degli Studi di Padova

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

RAPPORTO TECNICO DI RICERCA

Una procedura numerica per il progetto di edifici in X-Lam

definizione, implementazione e validazione di una metodologia di calcolo per
strutture a pannelli portanti X-Lam sotto l'azione di forze orizzontali

A cura di

Prof. Ing. Roberto Scotta

Ing. Massimiliano Zecchetto

Padova, Giugno 2015

Sommario

La relativamente recente invenzione e commercializzazione dei pannelli X-Lam e l'ancor più rapido loro diffondersi nel campo dell'edilizia pubblica e residenziale fanno sì che, ad oggi, la normativa italiana (D.M. 14-01-2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni") e quella europea (UNI EN 1995-1-1) non contengano precise prescrizioni per questa tipologia di strutture; il progetto e la verifica sono quindi demandati alla sensibilità ed alla competenza del singolo progettista strutturale. Conseguenza quindi la necessità di definire criteri e procedure, sperimentalmente validati, che tengano in considerazione il particolare comportamento di questa tipologia di edifici sotto l'effetto di forze orizzontali e che possano *eventualmente* essere presi come riferimento dagli enti normatori al fine di uniformare la progettazione e di garantire quindi un adeguato livello di sicurezza strutturale. Ad oggi i progetti di ricerca sul comportamento in condizioni sismiche di questi edifici, nonché delle numerose connessioni che li caratterizzano, sono svolti perlopiù in ambito universitario. All'interno dell'Università degli Studi di Padova questo ambito di ricerca, nel quale si inserisce questo lavoro, fa riferimento al Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale.

L'obiettivo di questo Rapporto Tecnico è la descrizione, l'implementazione e la validazione di una procedura per il progetto e la verifica di edifici in legno con struttura portante in *pannelli X-Lam*. Nel dettaglio si tratta della *progettazione di tutte e sole le connessioni* presenti in una generica struttura di questo tipo. In questa procedura, infatti, la geometria che definisce compiutamente i pannelli X-Lam, in termini quindi di spessori, configurazione degli strati e dimensioni delle lastre, si assume come nota attraverso un pre-dimensionamento, effettuato ad esempio con l'ausilio di abachi forniti direttamente dai produttori in funzione dei carichi gravitazionali agenti e delle condizioni al contorno, oppure da considerazioni sulla resistenza al fuoco che la struttura deve essere in grado di garantire. Ci si limita quindi ad una *mera verifica dei pannelli X-Lam* per i carichi derivanti dalle analisi svolte. A questo proposito si osserva che in questa procedura vengono prese in considerazione esclusivamente le condizioni di carico che comprendono l'evento sismico di progetto, ma sempre e comunque con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita. Il comportamento allo stato limite ultimo (*condizioni statiche*) di una struttura di questo tipo infatti, non presenta particolari problematiche per quanto riguarda la sua rappresentazione mediante modelli ad elementi finiti e, soprattutto, non risulta dimensionante per la maggioranza delle connessioni presenti in un edificio.

La procedura proposta, unitamente alle analisi agli elementi finiti dai cui risultati prende origine, è stata implementata integralmente in MATLAB. La scelta di adoperare questo linguaggio di programmazione consegue dal fatto che questo è un ambiente di sviluppo che integra calcolo matematico, grafica e programmazione scientifica con

un'interfaccia semplice e facile da usare. E' evidente che questa scelta pone dei limiti, ad esempio, per quanto riguarda la definizione della geometria dell'edificio, non essendo disponibile un pre-processore con interfaccia grafica, nonché sulle tipologie di analisi disponibili. E' comunque evidente che questi limiti, *insiti nella scelta di MATLAB*, sono facilmente superabili implementando la procedura proposta all'interno di uno specifico software agli elementi finiti di tipo "aperto" o comunque interfacciandosi con un programma "chiuso" mediante un'apposita applicazione.

Il lavoro svolto può essere concettualmente suddiviso in due parti. *La prima* parte presenta nel dettaglio la procedura proposta; viene quindi illustrato il problema di partenza, ovvero del comportamento dei pannelli sotto l'effetto di forze orizzontali, tutte le ipotesi adottate nei calcoli, la metodologia di calcolo delle connessioni ed i risultati ottenuti dall'applicazione della procedura stessa ad una serie di casi studio elementari di complessità via via crescente. *La seconda* ed ultima parte concerne la validazione della procedura; è necessario infatti controllare a posteriori, mediante applicazione di un'altra tipologia di analisi agli stessi casi studio, la correttezza delle ipotesi assunte alla base della procedura proposta. *Conclude il lavoro svolto* un breve capitolo dove vengono riassunti i risultati ottenuti e le criticità emerse durante lo svolgimento delle simulazioni numeriche, nonché alcune considerazioni su possibili approfondimenti da svolgere per completare la validazione della procedura.

Indice

1	La procedura proposta	6
1.1	Posizione del problema	6
1.2	Obiettivi e funzionamento generale	9
1.3	Le ipotesi assunte	13
1.3.1	Regolarità della struttura	13
1.3.2	Impiego di analisi lineari	15
1.3.3	Ampiezza della zona compressa	16
1.3.4	Connessioni	18
1.3.5	Cinematica dei pannelli X-Lam	20
1.4	Modellazione della parete	23
1.4.1	Pannelli X-Lam	23
1.4.2	Connessioni	24
1.4.3	Cordolo di piano	30
1.5	Calcolo delle connessioni	30
1.6	Controllo della convergenza	39
1.7	Verifiche dei pannelli	40
2	Applicazioni	44
2.1	Presentazione	44
2.2	Analisi dei carichi	45
2.3	Caso studio n°1	48
2.4	Caso studio n°2	54
2.5	Caso studio n°3	62
2.6	Caso studio n°4	73
2.7	Caso studio n°5	91
2.8	Alcune osservazioni	110
3	Validazione	112
3.1	Obiettivo	112
3.2	Analisi impiegata	112
3.3	Risultati ottenuti	116
3.3.1	Caso studio n°1	117
3.3.2	Caso studio n°2	123
3.3.3	Caso studio n°3	128
4	Conclusioni	131

Capitolo 1

La procedura proposta

In questo capitolo viene presentata nel dettaglio la procedura di calcolo proposta. Vengono illustrati il problema di partenza, ossia il comportamento in condizioni sismiche dei pannelli X-Lam, gli obiettivi prefissati, tutte le ipotesi semplificative adottate e la metodologia di calcolo delle connessioni e dei pannelli, nonché alcuni aspetti legati all'implementazione numerica della procedura stessa.

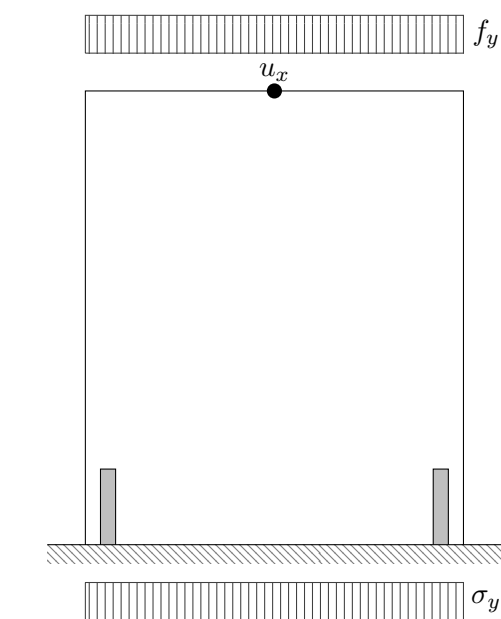
1.1 Posizione del problema

Consideriamo, per semplicità, un *singolo* pannello X-Lam appoggiato al suolo e vincolato ulteriormente con una coppia di hold-down alle sue estremità ed una serie di angolari equamente distribuiti sulla sua lunghezza. Supponiamo inoltre che sulla sua sommità sia presente una certa massa uniformemente distribuita, che può essere semplicemente pensata come quella scaricata da un ipotetico solaio che lo sovrasta.

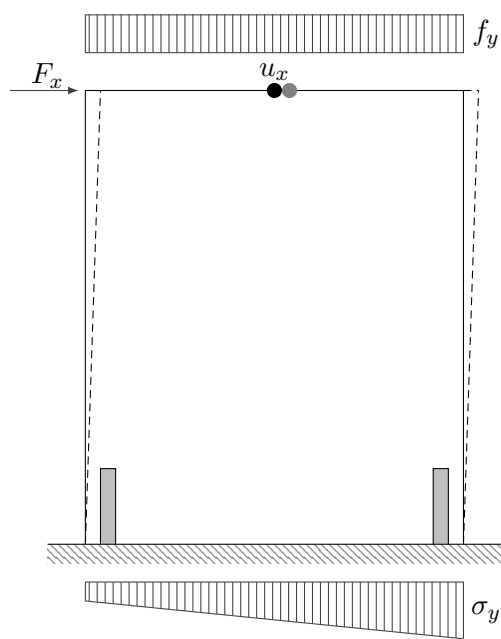
Il comportamento di un sistema di questo tipo in condizioni sismiche è assimilabile ad un *problema di contatto*, o problema non lineare per condizioni al contorno che dir si voglia. Questo fatto risulta comprensibile se si pensa che:

1. In *condizioni statiche* il pannello è *appoggiato* lungo tutto il suo lato inferiore. Questo è una condizione di *vincolo non bilaterale*, nel senso che non è in grado di offrire alcuna resistenza ad un eventuale sollevamento del pannello. E' importante notare che, in questa situazione, gli hold-down non sono attivi, in quanto tutto il carico applicato viene scaricato al suolo direttamente dal pannello.
2. Le uniche connessioni in grado di contrastare un'eventuale sollevamento del pannello sono gli hold-down. Anche questa condizione di vincolo non è però bilatera in quanto queste connessioni non lavorano a compressione, per quanto detto al punto n°1.
3. In *condizioni sismiche*, per effetto di una forza orizzontale in sommità al pannello stesso, trascurando l'effetto di traslazione orizzontale, questo *tende a ruotare* facendo perno, in prima approssimazione, attorno ad un suo spigolo.

Immaginiamo ora di studiare il nostro sistema, rappresentato in figura 1.1, mediante un'analisi *incrementale non lineare*, tenendo fisso il carico verticale f_y , facendo crescer sempre più F_x e trascurando l'attrito che si sviluppa tra il pannello e la fondazione; i

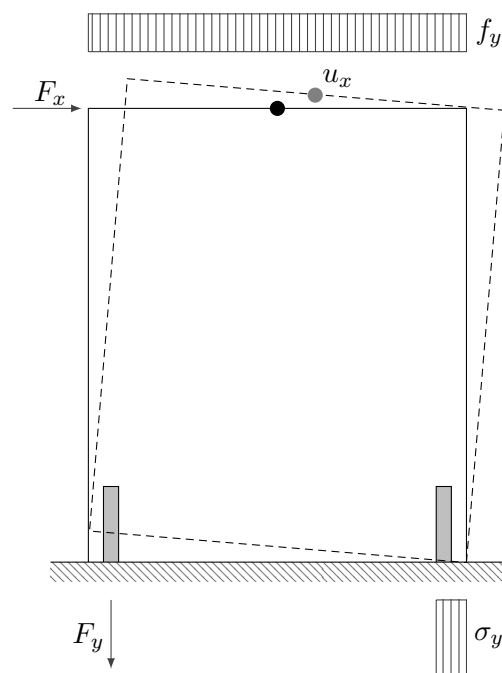


(a) Stato n°1.

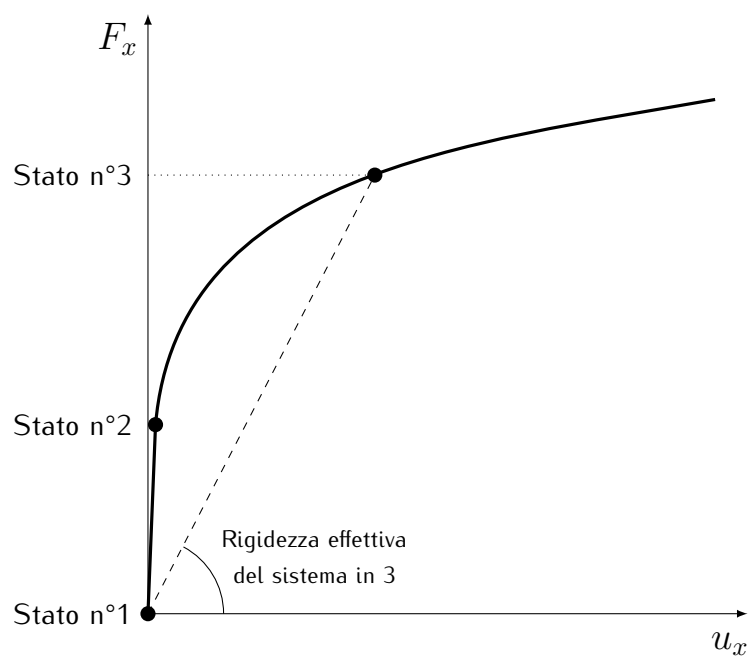


(b) Stato n°2.

Figura 1.1: Comportamento di un pannello X-Lam sotto l'effetto di una forza orizzontale (1/2).



(a) Stato n°3.



(b) Curva Forza-Spostamento.

Figura 1.2: Comportamento di un pannello X-Lam sotto l'effetto di una forza orizzontale (2/2).

materiali sono considerati linearmente elastici e quindi la non linearità del problema risiede esclusivamente nelle condizioni al contorno. In assenza della forza orizzontale (figura 1.1a) lo spostamento orizzontale u_x del punto di controllo in sommità è nullo ed il carico applicato f_y è equilibrato dalle tensioni verticali σ_y alla base del pannello. Per piccoli valori della forza F_x (figura 1.1b) il sistema risponde ancora in modo pressoché lineare; lo spostamento u_x è trascurabile e le tensioni σ_y alla base assumono un andamento lineare lungo la base del pannello. Facendo crescere ulteriormente la forza F_x si assiste ad una progressiva rotazione del pannello attorno al lembo compresso. In questo caso risulta evidente che il pannello *può trovare* una configurazione di equilibrio in cui il momento ribaltante dovuto alla forza esterna è bilanciato da una coppia di forze costituita da una forza di trazione in corrispondenza all'hold-down teso e dalla risultante delle tensioni di compressione in prossimità dello spigolo attorno al quale il pannello ruota (figura 1.2a). In queste condizioni è altresì evidente che, date le condizioni di vincolo, l'estensione della zona compressa, o zona di contatto che dir si voglia, *non è calcolabile a priori*, ma è necessario un certo numero di iterazioni per poterla determinare. Riportando nel piano $F_x - u_x$ tutte le possibili coppie di valori che si ottengono mediante un'analisi di questo tipo si ottiene una curva, detta *curva di risposta* della struttura, con andamento simile a quello rappresentato in figura 1.2b. Con riferimento a quest'ultima figura si osservano:

- una marcata *perdita di rigidità* del sistema tra gli stati due e tre dovuta al progressivo sollevamento del pannello ed alla corrispondente entrata in funzione dell'hold-down posizionato sulla sinistra;
- l'*assenza di un valore massimo* nella curva di risposta; questa è dovuta al comportamento elastico lineare (a trazione) dell'hold-down teso, nonché delle connessioni a taglio e del pannello.

A questo punto è necessaria una precisazione riguardo al *cosa si intende* per problema non lineare per contatto. La *meccanica del contatto* è lo studio del comportamento e della deformazione di solidi che si toccano in uno o più punti (Johnson 1985); appare quindi lecito classificare l'interazione pannello-suolo come un problema di contatto. E' però anche possibile ricondurre il problema presentato ad un problema *non lineare per materiale*, considerando gli hold-down come un materiale non resistente a compressione e, viceversa, il suolo come un materiale non reagente a trazione. Questa è anche la strategia adottata da alcuni codici di calcolo agli elementi finiti commerciali, ad esempio Straus7. Appare quindi quest'ultima la definizione più appropriata per il problema presentato, anche con riferimento alla sua successiva implementazione numerica.

Quello che si sottolinea ancora una volta è, in ogni caso, la *natura non lineare del problema*.

1.2 Obiettivi e funzionamento generale

Duplici è l'obiettivo che questa procedura si prefigge:

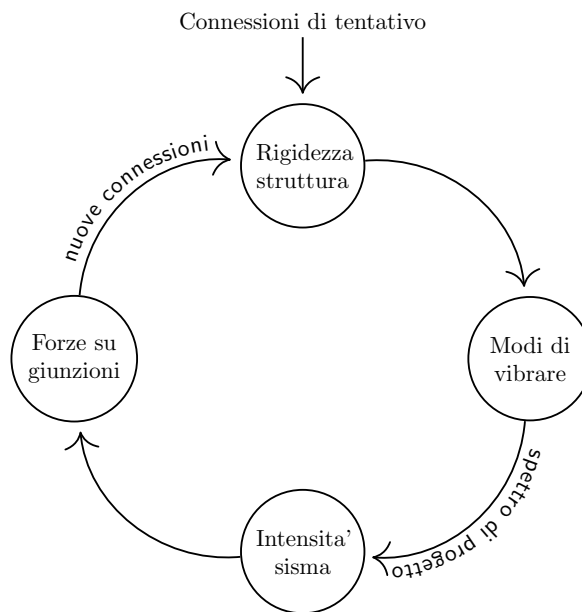


Figura 1.3: Carattere iterativo della progettazione di strutture in X-Lam.

1. *rendere lineare*¹, mediante l'introduzione di opportune ipotesi, il problema di cui al paragrafo precedente e *calcolare* quindi il *numero di connettori* in funzione delle forze sismiche agenti;
2. verificare, a valle del calcolo delle connessioni, i pannelli X-Lam per le sollecitazioni cui sono soggetti.

Con riferimento al punto n°1 si sottolinea come la procedura è comunque da considerare non lineare nel suo complesso. Questo risulta chiaro se si pensa che ad ogni livello di forza applicata corrisponde una diversa rigidezza del sistema nel suo complesso, come evidenziato dalla figura 1.2b, e che questa caratteristica è tipica dei problemi non lineari.

La procedura proposta ha *carattere iterativo*. Questa particolarità si intuisce subito ricordando che l'intensità dell'azione sismica dipende, attraverso lo spettro di progetto, dai periodi dei modi fondamentali di vibrare della struttura, che a loro volta dipendono in modo significativo dalla rigidezza delle connessioni e quindi dal numero di connettori presenti (si veda la figura 1.3). Questa caratteristica è di fondamentale importanza per poter capire la struttura ed il funzionamento della procedura.

Si vuole qui ricordare come il carattere iterativo della progettazione non è una particolarità delle strutture in X-Lam, ma è una caratteristica della progettazione in generale. Solamente l'esperienza e la sensibilità del progettista, unite a metodi di calcolo estremamente semplificati, consentono un dimensionamento di massima della struttura portante che porti a soddisfare tutte le verifiche strutturali necessarie alla prima iterazione.

¹Il termine *rendere lineare* è usato qui impropriamente; in questo contesto si intende infatti lo studio di un problema chiaramente non lineare, come quello presentato, mediante l'impiego di analisi lineari, statiche o dinamiche che siano.

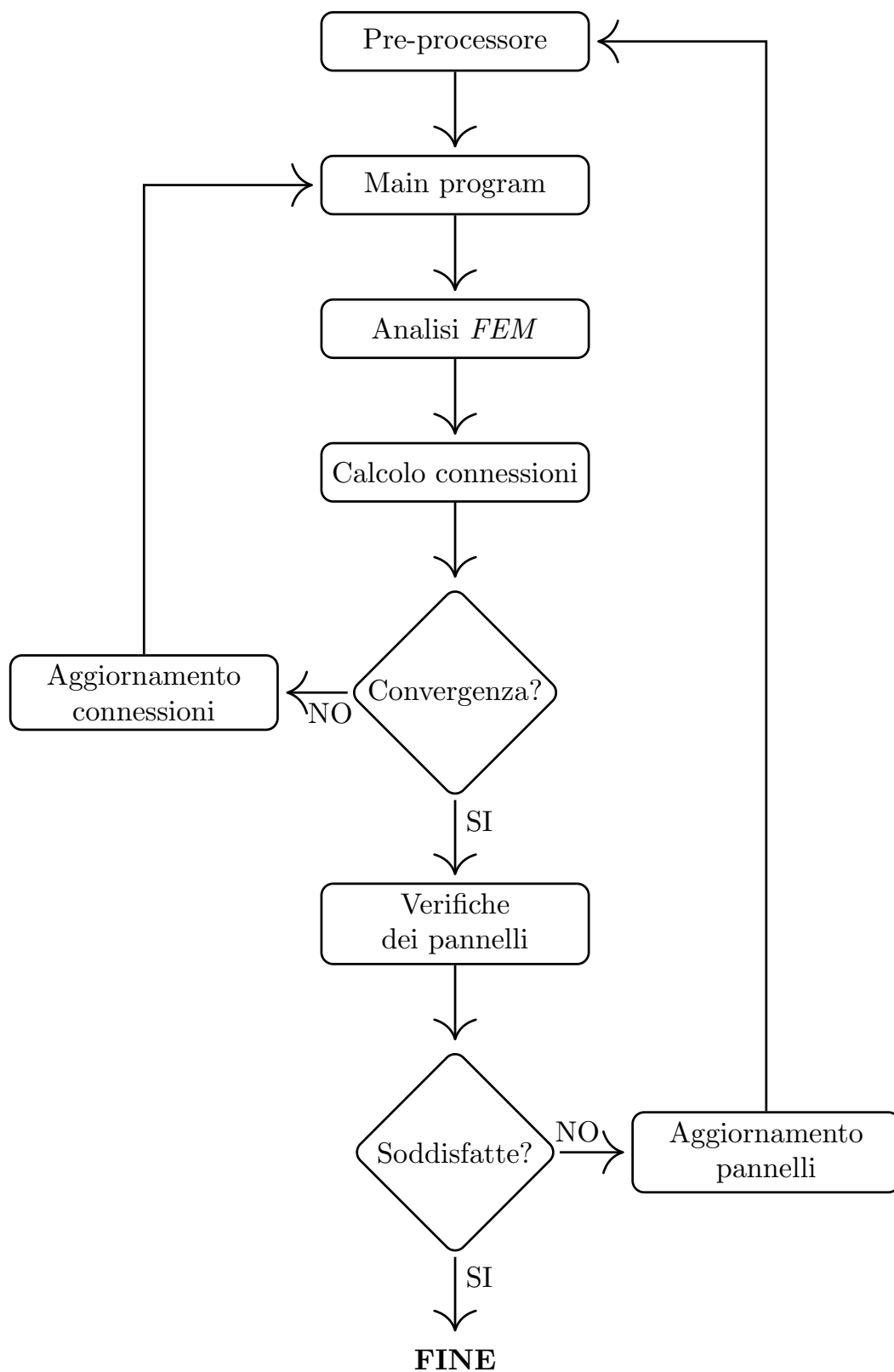


Figura 1.4: Schema generale della procedura.

Lo schema generale della procedura proposta è riportato nella figura 1.4. I *passaggi chiave* possono essere così riassunti:

1. Definizione dei *dati di input* del problema, che possono essere identificati in:
 - (a) Descrizione completa della geometria della parete; questa comprende, oltre alla “classica” rappresentazione necessaria ad un qualsiasi programma ad elementi finiti (matrice delle coordinate, matrici topologiche, ...), anche:
 - La disposizione degli hold-down su tutta la parete e, quindi, il loro inserimento nella topologia generale.
 - L'identificazione dei sotto-pannelli della parete nei quali calcolare poi il numero di connettori per gli hold-down.
 - (b) Analisi dei carichi agenti sulla struttura nel suo complesso e della quota parte afferente alla parete oggetto di studio.
 - (c) Pre-dimensionamento dei pannelli X-Lam.
 - (d) Inquadramento sismico della struttura, ovvero definizione dello spettro di risposta in accelerazione.
 - (e) Tipologia e numero² di connettori impiegati per le varie connessioni presenti.
2. Analisi sismica della struttura, mediante modellazione dell'edificio con elementi finiti, che comprende:
 - Analisi statica lineare.
 - Analisi modale con spettro di risposta.
3. Calcolo di tutte le giunzioni presenti nell'edificio fino a giungere a convergenza o, in altre parole, fino a quando il numero di connettori non varia da un'iterazione all'altra.
4. Verifiche dei pannelli X-Lam.

Per quanto riguarda il punto *a*, nell'ambito di programmi di calcolo per la soluzione di problemi tramite elementi finiti, è necessario disporre di una codifica di tipo numerico per la geometria della parete. Questa può essere ottenuta mediante pre-processor con interfaccia grafica, incorporati o meno nel software di calcolo, oppure implementandone uno in un qualsiasi linguaggio di programmazione, purché compatibile con il programma di calcolo vero e proprio.

Per quanto riguarda il punto *c*, si ricorda qui brevemente come un dimensionamento di massima dei pannelli possa essere svolto semplicemente attraverso l'impiego di abachi forniti direttamente dai produttori, in funzione dei carichi agenti, dello schema statico e del tipo di verifica. A questo proposito si può fare riferimento, ad esempio, al catalogo *Stora Enso Building and Living* (2012).

Per quanto riguarda la scelta della tipologia di connettori (punto *e*), questa deriva *sia* dalla particolare modalità di realizzazione del singolo dettaglio costruttivo, *sia* dai tipi di connettori possibili per quello stesso dettaglio.

²Si sottolinea come il numero di connettori di primo tentativo *sia del tutto arbitrario*. E' evidente però come questo influisca notevolmente sul numero di iterazioni necessario per ottimizzare le connessioni e, quindi, è auspicabile che assuma un valore *verosimile*.

La figura 1.4 riporta i passaggi della procedura *nel caso* in cui si vogliano progettare le connessioni. E' evidente che un progettista potrebbe non essere interessato a questa ottimizzazione, ma potrebbe aver bisogno di *verificare una struttura esistente*; si viene così a perdere il carattere iterativo vero e proprio della progettazione. La figura 1.5 mostra come la procedura presentata possa essere adattata alla sola funzione di verifica. Nel proseguito di questo lavoro si farà comunque sempre riferimento alla procedura con carattere iterativo.

1.3 Le ipotesi assunte

1.3.1 Regolarità della struttura

Questa prima ipotesi di lavoro *non fa parte* delle supposizioni alla base della procedura proposta in senso stretto, ma ha consentito la messa a punto della stessa per una *singola parete* anziché per un edificio tridimensionale completo.

Le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza, così come definite dal decreto D.M. 14-01-2008 "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*" al paragrafo §7.2.2, prevedono che, per quanto riguarda la regolarità in pianta, siano soddisfatte *tutte* le seguenti condizioni:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a quattro;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Per quanto riguarda la regolarità in altezza, invece, devono essere soddisfatte *tutte* queste altre condizioni:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

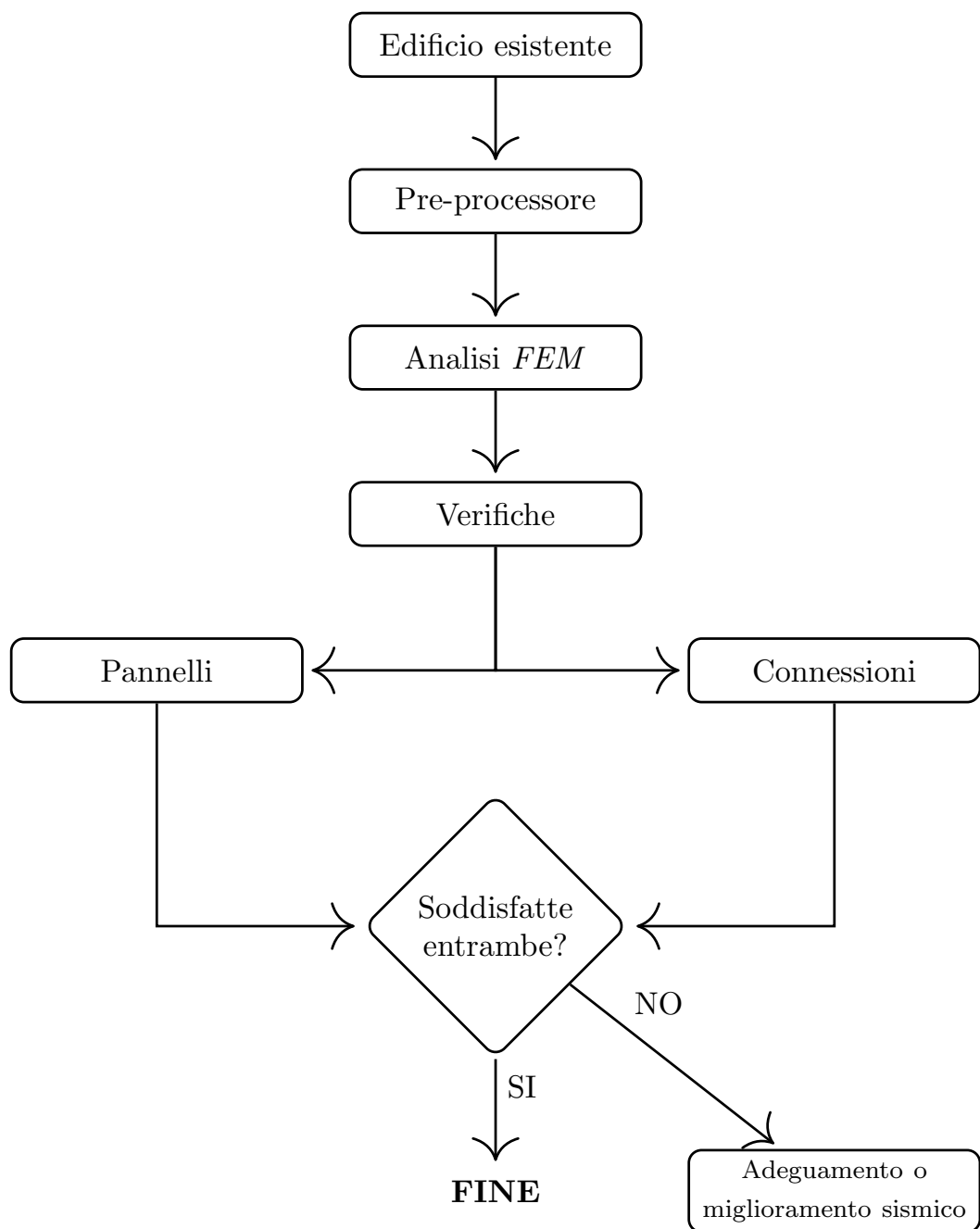


Figura 1.5: Schema della procedura nel caso di verifica di un edificio esistente.

Un edificio che rispetta queste condizioni non risente in modo significativo di effetti torsionali legati all'azione sismica; l'assenza di questi effetti consente di escludere un comportamento a sezione chiusa, o scatolare che dir si voglia, e quindi di escludere la trasmissione di sforzi di taglio da una parete ad un'altra.

Assumendo inoltre trascurabile la rigidità delle pareti per sollecitazioni flettenti e taglianti nel piano verticale normale al piano medio, è quindi lecito, almeno in prima approssimazione, trascurare completamente la presenza delle pareti ortogonali alla direzione dell'azione sismica e considerare come sismo-resistenti le sole pareti in direzione parallela.

Si riduce quindi lo studio di un edificio tridimensionale allo studio delle sue *singole pareti sismo-resistenti* che lo compongono e che, per quanto detto, lavorano esclusivamente nel proprio piano.

1.3.2 Impiego di analisi lineari

Questa è la più *drastica* tra tutte le ipotesi alla base della procedura. Si sottolinea come il passaggio ad analisi di tipo lineare sia dovuto *esclusivamente* alla loro estrema semplicità in termini di implementazione, utilizzo e gestione dei risultati. Si tratta quindi di modellare come lineari i vincoli del pannello o, per quanto detto al paragrafo §1.1, i materiali che descrivono le connessioni.

Se si decide di restare in ambito elastico lineare per il progetto di una struttura di questo tipo, le modalità di analisi sismica disponibili per un progettista si riducono a:

- analisi statica lineare;
- analisi modale con spettro di risposta³;
- analisi dinamica lineare.

Dal momento che la prima delle tre analisi disponibili è disponibile *esclusivamente* per edifici che soddisfano i criteri di regolarità strutturale (si veda il paragrafo §1.3.1) e l'ultima viene raramente impiegata in ambito professionale per la difficoltosa gestione dei risultati (oltreché per la sua onerosità e complessità computazionale), consegue che la modalità di analisi da adottare è la seconda. Nel proseguito di questo lavoro si farà *sempre* riferimento, pertanto, all'analisi modale con spettro di risposta. Questo tipo di analisi richiede però di essere combinata con un'analisi statica lineare (vale la sovrapposizione degli effetti, ovviamente), in quanto non tiene in conto gli effetti indotti sulla struttura dall'accelerazione di gravità.

Per poter descrivere in maniera *realistica* il problema oggetto di studio, il modello lineare da utilizzare per queste due analisi deve tenere in conto questi due aspetti:

- in *condizioni statiche* i pannelli sono *appoggiati* al suolo e gli hold-down non devono quindi essere attivi;
- in *condizioni sismiche* i pannelli *possono sollevarsi* da terra e quindi gli hold-down devono quindi essere attivi.

³Questa analisi viene *anche* chiamata, da qualche Autore, analisi dinamica lineare oppure analisi dinamica modale. Secondo me queste definizioni traggono in inganno in quanto *non si tratta* di un'analisi nel dominio del tempo, bensì di un "combinazione" dei valori massimi di sollecitazione che si presentano, per un certo elemento strutturale, in istanti temporali diversi durante un sisma.

Consegue quindi l'impossibilità di utilizzare un unico modello agli elementi finiti per le due analisi; d'ora in avanti si farà sempre riferimento a due *distinti modelli*, come evidenziato nella figura 1.6.

La differenza tra i due modelli risiede *esclusivamente* nelle "molle" che descrivono le connessioni parete-fondazione e parete-solaio-parete; di fatto, quindi, nelle condizioni di vincolo dei pannelli al suolo od al solaio. Quello che cambia non è né il numero né la disposizione di questi elementi, cambiano bensì le loro *proprietà*; in particolare variano le proprietà in *direzione* verticale, mentre in direzione orizzontale viene mantenuta la congruenza tra i due modelli. Nell'analisi statica lineare, per simulare l'effettivo appoggio dei pannelli al suolo lungo la loro intera lunghezza, tutti gli elementi di connessione presentano una *rigidezza fittizia elevata*, mentre nell'analisi modale, per modellare la presenza degli hold-down, viene assegnata loro una *rigidezza* pari a quella *effettiva della connessione*, come spiegato successivamente nel paragrafo §1.4.2 ed evidenziato nella figura 1.6, con riferimento ad un collegamento pannello-fondazione.

Queste differenze tra i due modelli comportano però un altro problema: a rigore, infatti, *non è ammissibile una combinazione lineare* tra i risultati (in termini di tensioni, reazioni vincolari, ...) di analisi provenienti da *modelli non congruenti*. In questa procedura si assume invece come *lecita* questa combinazione, con tutte le conseguenze che ne derivano. La validità di questa approssimazione *può e deve* essere verificata a posteriori mediante una tipologia di analisi che tenga in conto l'effettiva natura non lineare del problema.

1.3.3 Ampiezza della zona compressa

Come spiegato nel paragrafo §1.1 non è possibile determinare *a priori* l'estensione della zona compressa⁴ per un pannello che, con riferimento alla figura 1.2a, si trova nello stato n°3. In particolare è possibile pensare questa lunghezza come la somma di due contributi separati:

- Il primo termine è dovuto al carico f_y agente sul pannello ed è possibile valutarlo come:

$$l_1 = \frac{f_y L}{\sigma_{c,0,d} t_2}$$

essendo f_y un carico per unità di lunghezza, L la larghezza del pannello, $\sigma_{c,0,d}$ la resistenza a compressione in direzione parallela alle fibre e t_2 lo spessore delle sole lamelle in direzione verticale.

- Il secondo termine è invece dovuto all'effetto di ribaltamento del pannello indotto dalla forza orizzontale F_x e, in teoria, sarebbe valutabile come:

$$l_2 = \frac{F}{\sigma_{c,0,d} t_2}$$

essendo F la forza con cui può essere scomposto il momento ribaltante $M_{rib} = F_x \cdot H$, dove H rappresenta l'altezza del pannello; vale infatti la generica relazione $M = F \cdot b$, dove b rappresenta il braccio della coppia. In questo caso il braccio

⁴Si tratta della lunghezza del tratto dove il pannello è appoggiato al suolo o, in altre parole, dove sono presenti le tensioni σ_y con cui il vincolo reagisce.

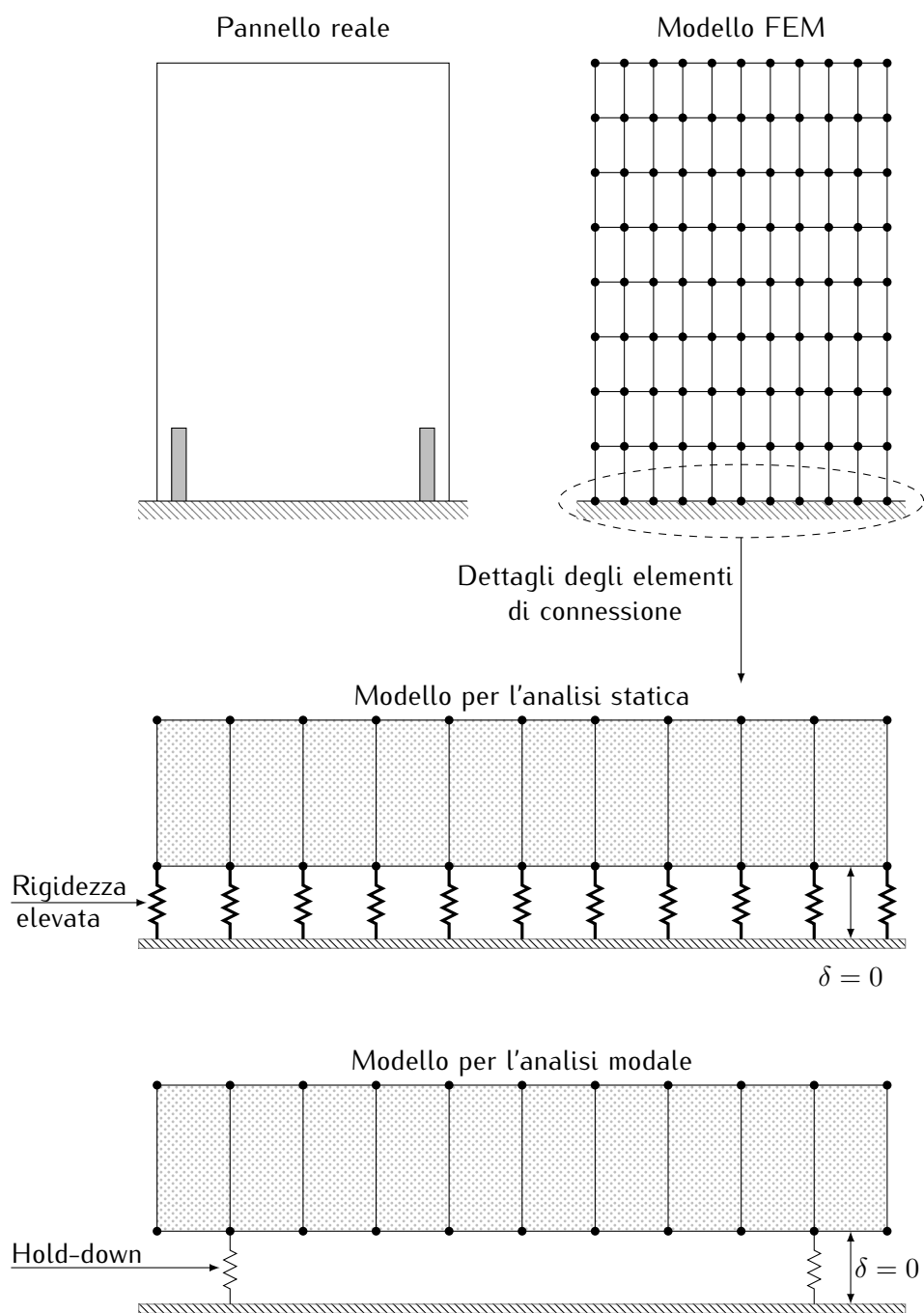


Figura 1.6: Differenze tra i modelli per le analisi statica lineare e modale, con riferimento ai soli gradi di libertà verticali.

rappresenta la distanza tra hold-down teso ed il baricentro della zona compressa attorno al quale il pannello ruota. Dipendendo però il braccio b dall'estensione della zona compressa stessa la lunghezza l_2 non è valutabile senza dover ricorrere ad un procedimento iterativo.

Si è deciso quindi di ipotizzare *a priori* l'estensione della zona compressa; in particolare si assume che valga la seguente relazione:

$$l_{\text{comp}} = 0,2 \cdot L \quad (1.1)$$

che tiene in conto, forfettariamente, entrambi i contributi illustrati precedentemente.

La necessità di ipotizzare un'estensione *verosimile* per la zona compressa nasce dal fatto che non è a favore di sicurezza assumere che i pannelli ruotino attorno ad un loro spigolo, come verrà successivamente chiarito nel paragrafo 1.5.

1.3.4 Connessioni

Le ipotesi assunte per le connessioni riguardano *sia* il loro comportamento, inteso come funzionamento in termini cinematici, *sia* la loro resistenza. Per quanto riguarda la parte cinematica si assume che:

1. le connessioni a taglio (angolari, viti a taglio,...) non lavorano a trazione;
2. le connessioni a trazione (hold-down) non lavorano a taglio.

Queste due ipotesi sono, ad oggi, largamente impiegate nel calcolo di edifici in X-Lam sia in Nord America sia in Europa e si assumono come *valide* nel proseguito di questo lavoro.

Tuttavia, se da un lato consentono di semplificare notevolmente i calcoli, dall'altro non tengono in conto l'*effettivo comportamento a rottura* dei pannelli. Come spiegato nel paragrafo §1.1, il comportamento di un pannello X-Lam sotto l'effetto di forze orizzontali è una combinazione di *scorrimento orizzontale*, noto anche con il termine inglese sliding, e *rotazione rigida*, nota anche con il termine inglese rocking; di conseguenza *tutte* le connessioni alla base sono soggette ad una combinazione di forze orizzontali, o di taglio, e di sollevamento.

Per quanto riguarda il punto n°1, si accenna qui brevemente al fatto che sono stati proposti diversi modelli teorici per tenere in conto l'effettiva presenza degli angolari nell'effetto rocking (a questo proposito si veda il lavoro di Gavric e Popovski 2014). In questo caso deve anche essere considerata l'interazione tra il taglio e la trazione cui sono soggetti gli angolari e risulta quindi necessario definire un dominio di resistenza nel piano $N - V$.

Per quanto riguarda il punto n°2, invece, l'ipotesi è pienamente confermata dalla ricerca sperimentale su pareti X-Lam (Popovski 2010) e su singoli elementi di connessione (Gavric, Fragiaco e Ceccotti 2014).

Per quanto riguarda invece il comportamento lato resistenza le ipotesi assunte sono:

1. la resistenza di una connessione è governata dal numero di connettori, quindi:

$$R_k = n_{\text{eff}} \cdot F_{v,Rk} \quad (1.2)$$



Figura 1.7: Esempio di rottura di una connessione governata dalla resistenza della piastra di acciaio.

essendo R_k la capacità portante caratteristica di una connessione, $F_{v,Rk}$ la capacità portante caratteristica di un singolo mezzo di unione e n_{eff} il numero efficace di connettori presenti nella connessione stessa.

2. la resistenza $F_{v,Rk}$ di un singolo mezzo di unione viene assunta, in accordo alla norma UNI EN 1995-1-1:2009, come il valore minimo tra tutte le resistenze associate ai possibili modi di rottura di un singolo connettore.

Per quanto riguarda il punto n°1, l'ipotesi assunta equivale ad imporre una gerarchia delle resistenze all'interno della singola connessione. La relazione (1.2) è valida solamente nel caso in cui la rottura della connessione avvenga *lato connettori e non lato piastra d'acciaio* (si veda la figura 1.7); è evidente infatti come la resistenza della connessione sarebbe in realtà pari a:

$$R_k = \min \begin{cases} R_{piastra} = N_{t,Rk} \\ R_{chiodi} = n_{eff} \cdot F_{v,Rk} \end{cases}$$

essendo $N_{t,Rk}$ il valore caratteristico della resistenza a trazione per sezioni in acciaio in cui sono presenti fori, come definito nella normativa UNI EN 1993-1-1:2005. Questa assunzione, di fatto, implica ulteriori verifiche a valle della procedura iterativa per controllare che l'effettiva modalità di rottura di ogni singola connessione sia quella ipotizzata. Si ricordano qui brevemente le principali problematiche che presenta una verifica di questo tipo:

- distribuzione statistica di tutte le resistenze;
- coefficienti di sicurezza diversi per la resistenze $F_{v,Rk}$ e $N_{t,Rk}$;
- diversi valori di resistenza per un singolo connettore.

Esulano dagli obiettivi di questo lavoro ulteriori approfondimenti per queste verifiche.

1.3.5 Cinematica dei pannelli X-Lam

Per quanto riguarda il comportamento cinematico dei pannelli X-Lam, si assume che la loro *deformabilità nel piano sia trascurabile* rispetto a quella delle connessioni. Questa ipotesi implica che le componenti di spostamento in ogni punto di un pannello, sia in termini di scorrimento orizzontale sia in termini di sollevamento, siano, con ottima approssimazione, esclusivamente dovute alle connessioni che li collegano al suolo oppure tra loro. L'ipotesi di piccola deformabilità dei pannelli nel proprio piano è stata confermata *anche* dalla ricerca sperimentale, oltretutto dalla valutazione degli spostamenti di un oggetto lastra mediante le usuali tecniche della scienza delle costruzioni.

Questa ipotesi ha delle conseguenze nel calcolo nel calcolo delle connessioni; in particolare consente di valutare, note che siano le distribuzioni di rigidità in direzione verticale ed orizzontale, le reazioni vincolari sulle connessioni stesse mediante *semplici relazioni di equilibrio*. In generale, per poter ricavare le reazioni vincolari di una qualsiasi struttura soggetta ad un'arbitraria disposizione di forze esterne attive attraverso l'impiego di semplici condizioni di equilibrio (equilibri alla traslazione ed alla rotazione), è necessario che questa si trovi in *condizioni isostatiche di vincolo*. Se questa condizione non è rispettata il sistema diviene iperstatico e per poter ricavare le grandezze di interesse è necessario l'impiego di tecniche più complesse (ad esempio il metodo delle forze o quello degli spostamenti). Nel caso dei pannelli X-Lam il particolare comportamento cinematico che si è ipotizzato (si veda la figura 1.8) consente di semplificare notevolmente il problema, sia per quanto riguarda il calcolo delle connessioni a taglio sia per quanto riguarda il calcolo di quelle a trazione; assumendo come lineare l'andamento delle componenti verticali di spostamento alla base del pannello e come costante quello delle relative componenti orizzontali, è possibile infatti esprimere tutte le incognite presenti in funzione di una sola di esse ed adoperare quindi semplici relazioni di equilibrio per il calcolo delle incognite.

Con riferimento alle connessioni a trazione (figura 1.8a) è possibile esprimere gli spostamenti verticali di ogni connessione in funzione di uno solo di essi mediante semplici proporzioni; in particolare esplicitandoli tutti rispetto a $u_{1,y}$ otteniamo:

$$\begin{aligned} u_{1,y} : b_1 &= u_{2,y} : b_2 & u_{2,y} &= \frac{b_2}{b_1} u_{1,y} \\ u_{1,y} : b_1 &= u_{3,y} : b_3 & u_{3,y} &= \frac{b_3}{b_1} u_{1,y} \end{aligned}$$

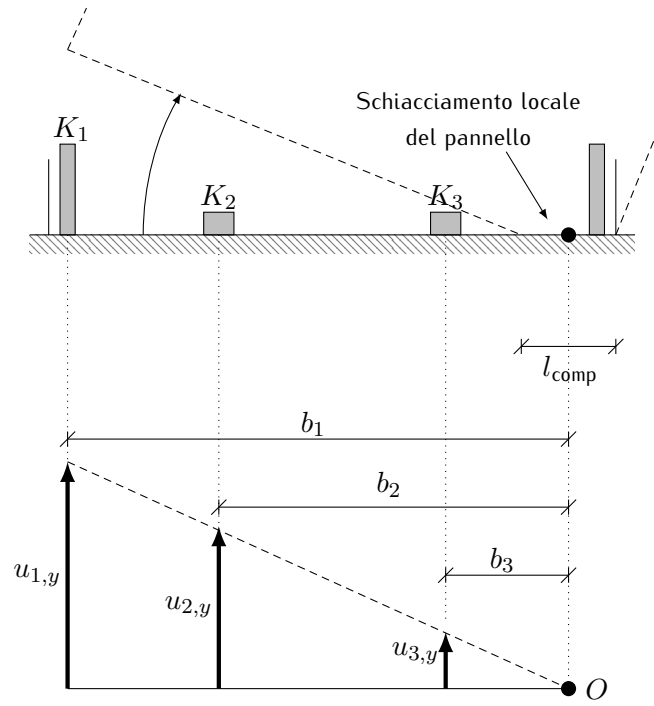
ricordando inoltre che la forza su ogni connessione è proporzionale allo spostamento tramite la legge:

$$R_{i,y} = K_i u_{i,y} \quad (1.3)$$

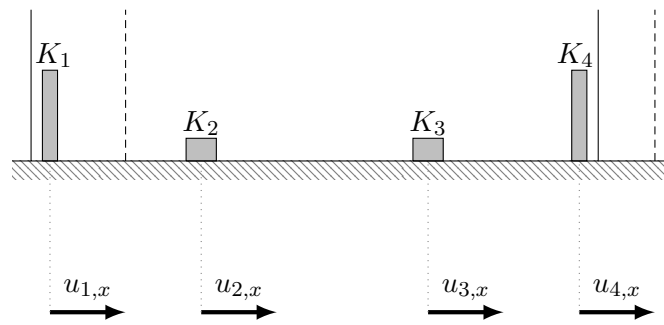
è possibile scrivere il seguente sistema di equazioni:

$$\begin{cases} R_1 &= K_1 u_{1,y} \\ R_2 &= K_2 u_{2,y} = K_2 \frac{b_2}{b_1} u_{1,y} \\ R_3 &= K_3 u_{3,y} = K_3 \frac{b_3}{b_1} u_{1,y} \end{cases} \quad (1.4)$$

Trascurando il contributo dell'hold-down a destra.



(a) Rotazione attorno al baricentro della zona compressa.



(b) Scorrimento orizzontale.

Figura 1.8: Cinematica dei pannelli X-Lam.

avendo trascurato il contributo dell'hold-down sulla destra. A questo punto, se le rigidezze delle connessioni sono tutte uguali ($K_1 = K_2 = K_3$) è possibile esprimere R_2 ed R_3 in funzione di R_1 e quello che si ottiene è una distribuzione triangolare delle reazioni verticali alla base del pannello; in altre parole l'andamento delle reazioni segue quello degli spostamenti. Se invece le connessioni hanno rigidezze diverse tra loro ($K_1 \neq K_2 \neq K_3$) per poter ricavare le reazioni R_2 ed R_3 in funzione di R_1 è necessario esprimere le rigidezze delle connessioni in funzione di K_1 mediante l'introduzione di un parametro definito come:

$$\alpha_i = \frac{K_i}{K_1}$$

tramite questa coefficiente e ricordando l'equazione (1.3) è possibile riscrivere il sistema (1.4) come segue:

$$\begin{cases} R_1 &= K_1 u_{1,y} \\ R_2 &= \alpha_2 K_1 \frac{b_2}{b_1} u_{1,y} = \alpha_2 \frac{b_2}{b_1} R_1 \\ R_3 &= \alpha_3 K_1 \frac{b_3}{b_1} u_{1,y} = \alpha_3 \frac{b_3}{b_1} R_1 \end{cases} \quad (1.5)$$

Abbiamo così espresso tutte le reazioni vincolari in funzione di una sola di esse; è quindi possibile il loro calcolo mediante semplici relazioni di equilibrio. Per esempio, con riferimento alla figura 1.8a, ipotizzando che il pannello sia soggetto ad una coppia M nota, è possibile scrivere un equilibrio alla rotazione attorno al polo O :

$$M + R_1 b_1 + R_2 b_2 + R_3 b_3 = 0$$

ricordando le equazioni (1.5) possiamo riscrivere quest'ultima relazione di equilibrio come:

$$M + R_1 b_1 + R_1 \alpha_2 \frac{b_2^2}{b_1} + R_1 \alpha_3 \frac{b_3^2}{b_1} = 0 \quad (1.6)$$

di immediata soluzione rispetto all'unica incognita R_1 . E' facile poi valutare tutte le altre incognite, ancora tramite le equazioni (1.5). In questo caso l'andamento delle reazioni verticali alla base del pannello non è più lineare, ma tiene conto anche delle diverse rigidezze delle connessioni. Nella realtà progettuale l'andamento difficilmente potrà essere lineare in quanto gli angolari e gli hold-down generalmente hanno un numero di chiodi, e quindi una rigidezza, diversi tra loro.

Per quanto riguarda le connessioni a taglio l'ipotesi sul comportamento cinematico ci porta a dire che le componenti di spostamento orizzontale alla base del pannello sono tutte uguali tra loro (figura 1.8b). Dipendendo le reazioni vincolari, ancora una volta, dagli spostamenti per effetto dell'equazione (1.3), è immediato calcolarle una volta note le relative rigidezze. Di fatto se le queste ultime sono tutte uguali tra loro (ipotesi plausibile dal momento che gli hold-down non possiedono rigidezza a taglio; si veda il paragrafo §1.3.4), il carico agente viene ripartito uniformemente su di esse. Nel caso invece di connessioni a taglio con diversa rigidezza, è comunque immediata la ripartizione del carico agente F_{Ed} , che avviene sulla base delle singole rigidezze come:

$$R_i = \frac{K_i}{K_{tot}} F_{Ed}$$

essendo K_{tot} la somma di tutte le rigidezze a taglio alla base del pannello considerato.



Figura 1.9: orientazione degli assi locali in un generico pannello X-Lam

1.4 Modellazione della parete

In questo paragrafo viene presentata nel dettaglio la modellazione mediante elementi finiti della parete in X-Lam, del solaio di interpiano e di tutte le connessioni presenti.

1.4.1 Pannelli X-Lam

I pannelli X-Lam sono considerati come un *materiale ortotropo elastico lineare*; questa particolare proprietà deriva sostanzialmente da due fattori concomitanti:

- i pannelli X-Lam generalmente presentano, in una sezione trasversale qualsiasi, diversi valori degli *spessori complessivi* t_1 e t_2 nelle due direzioni del piano medio che definisce il pannello stesso (si veda la figura 1.9);
- i valori del modulo elastico del legno in direzione ortogonale alle fibre sono di un ordine di grandezza inferiori in confronto allo stesso modulo valutato parallelamente alle fibre.

Di conseguenza i valori dei moduli elastici nelle direzioni di ortotropia 1 e 2 inseriti nei modelli agli elementi finiti sono stati ottenuti attraverso una media pesata sugli spessori; queste le relazioni impiegate:

$$E_1 = \frac{E_0 \cdot t_1 + E_{90} \cdot t_2}{t_1 + t_2}$$

$$E_2 = \frac{E_{90} \cdot t_1 + E_0 \cdot t_2}{t_1 + t_2}$$

Dove i pedici 1 e 2 identificano le due direzioni di ortotropia nel piano del pannello (figura 1.9), mentre i pedici 0 e 90 indicano, rispettivamente, la direzione parallela alle fibre e quella ortogonale.

I coefficienti di contrazione trasversale ν_{12} e ν_{21} sono stati invece considerati nulli data la particolare modalità di fabbricazione dei pannelli; le tavole non sono infatti perfettamente accostate ed incollate le une con le altre longitudinalmente sul lato corto.

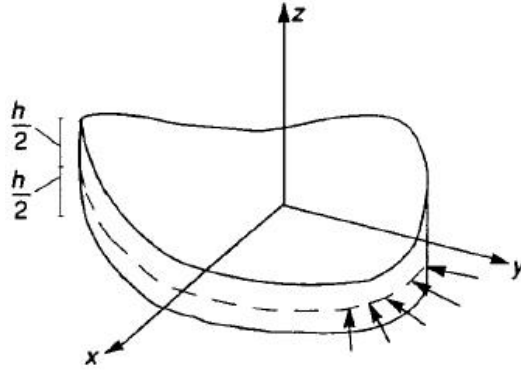


Figura 1.10: Lastra sottile caricata nel proprio piano; immagine tratta da Corradi Dell'Acqua 2010.

Il modulo di taglio G_{12} è stato invece ottenuto in funzione della specie arborea considerata e della classe di resistenza delle lamelle scelta.

Ricordando che, per le ipotesi assunte, le singole pareti sismo-resistenti lavorano esclusivamente nel proprio piano, è lecito assumere che siano rappresentabili mediante uno *stato piano di tensione*. Questa formulazione trova infatti largo impiego nelle analisi di lastre sottili caricate nel proprio piano (Corradi Dell'Acqua 2010). La condizione $\tau_{zx} = \tau_{zy} = \sigma_z = 0$ risulta allora verificata sulle superfici $z = \pm h/2$, che sono scariche, e la piccolezza dello spessore suggerisce che queste tre componenti di sforzo, pur non nulle, siano ovunque trascurabili (si veda la figura 1.10). Per lo stesso motivo, pure trascurabili possono essere ritenute le variazioni con z delle componenti nel piano. Facendo quindi riferimento alle *sole* componenti membranali di tensione e deformazione, la matrice di rigidezza per un materiale ortotropo elastico lineare, assume la seguente forma:

$$D = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} & \frac{E_2 \cdot \nu_{12}}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} & 0 \\ \frac{E_1 \cdot \nu_{21}}{1 - \nu_{21} \cdot \nu_{21}} & \frac{E_2}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix}$$

mentre la sua inversa, nota come matrice di cedevolezza, assume la forma:

$$C = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix}$$

1.4.2 Connessioni

In questa sezione le giunzioni sono presentate invece da un punto di vista delle *proprietà*, in funzione del loro comportamento, “a taglio” oppure “a trazione”. E’

Tabella 1.1: Valori di K_{ser} per varie tipologie di mezzi di unione nelle connessioni legno-legno e pannello-legno, secondo la normativa UNI EN 1995-1-1:2009.

Tipo di mezzi di unione	K_{ser}^1
Spinotti, viti e chiodi (con pre-foratura)	$\rho_m^{1,5} \frac{d}{23}$
Chiodi (senza pre-foratura)	$\rho_m^{1,5} \frac{d^{0,8}}{30}$
Cambrette	$\rho_m^{1,5} \frac{d^{0,8}}{30}$

¹ I valori di K_{ser} sono espressi in N/mm, le masse volumiche ρ_m in Kg/m³ ed il diametro d in mm.

evidente come uno stesso elemento finito possa presentare sia una combinazione dei due comportamenti, tipicamente gli hold-down, sia un solo dei due, tipicamente i giunti verticali pannello-pannello.

Indipendentemente dal comportamento la normativa UNI EN 1995-1-1:2009 fornisce i valori del *modulo di scorrimento* K_{ser} , del quale la tabella⁵ 1.1 riporta le relazioni fornite, limitatamente ai mezzi di unione di interesse. Questo parametro non è altro che il valore di rigidezza per singolo piano di taglio e per un singolo mezzo di unione.

Connessioni a trazione

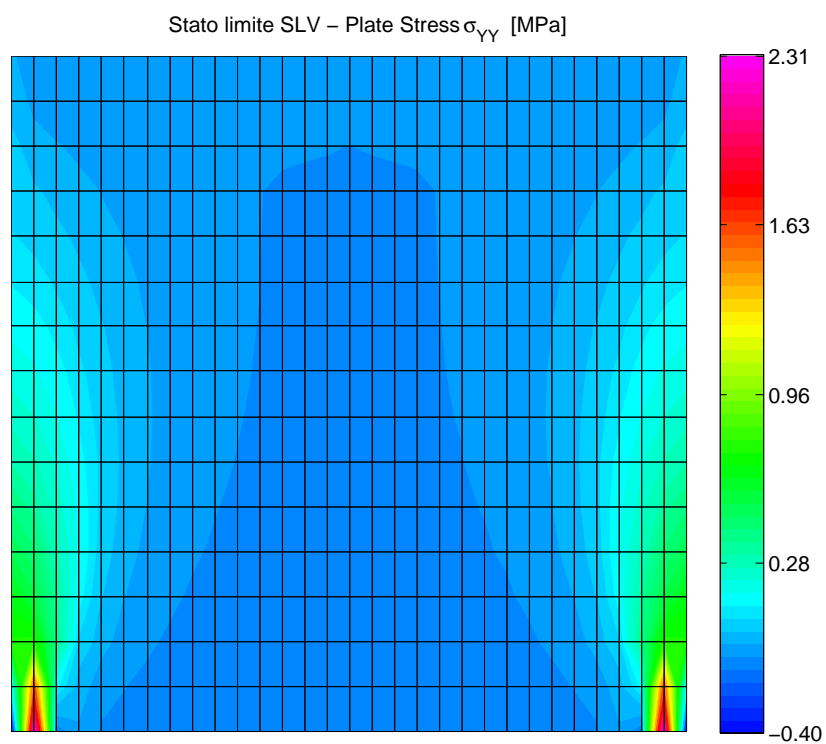
In questo caso, come già anticipato nel paragrafo §1.3.2, bisogna distinguere tra modellazione rivolta all'analisi statica lineare e quella rivolta all'analisi sismica.

Con riferimento alla prima delle due, di fatto, gli hold-down non vengono schematizzati come tali. Questo perché, in condizioni statiche, il peso proprio della struttura e di tutti gli altri carichi non viene scaricato a terra (oppure al solaio inferiore) attraverso queste connessioni, ma viene scaricato lungo tutto il perimetro del pannello pensato appoggiato al suolo (oppure al solaio inferiore). In questo tipo di analisi, quindi, viene inserita una *rigidezza elevata fittizia*, esclusivamente in *direzione verticale*, a tutti gli elementi finiti (si veda la figura 1.6). Il valore di questa rigidezza è stato opportunamente tarato in modo tale da non mal-condizionare il problema; in pratica viene assunto pari al massimo valore (in modulo) della rigidezza degli elementi quadrangolari che rappresentano i pannelli X-Lam moltiplicata per un fattore pari a dieci.

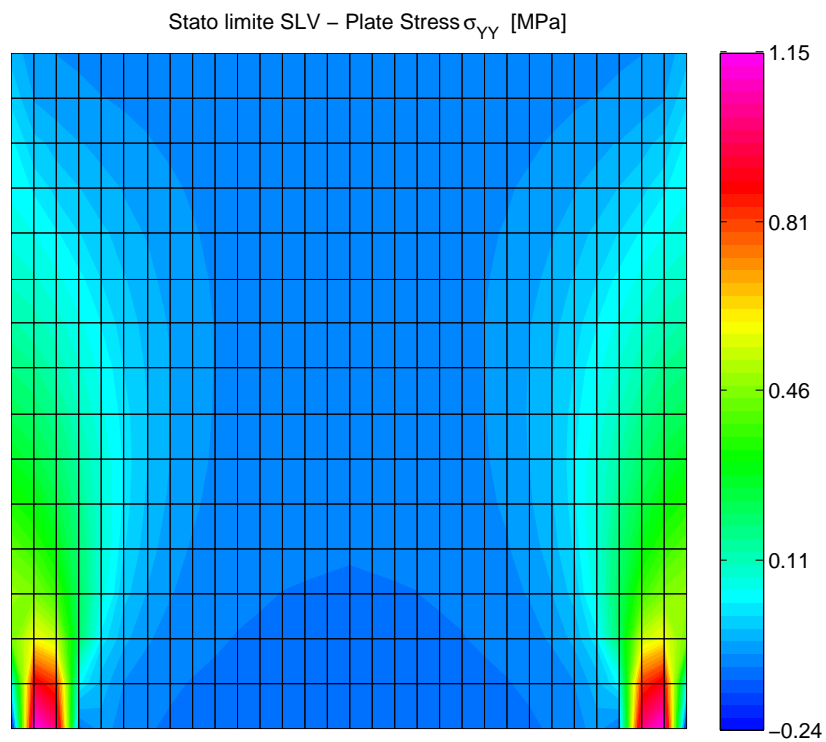
Con riferimento all'analisi sismica ci sono invece due considerazioni importanti da fare:

1. ogni hold-down viene schematizzato con due elementi molla;
2. la rigidezza inserita nel modello *non corrisponde* al valore di rigidezza della connessione valutato con relazioni da normativa.

⁵Questa tabella fornisce i valori di rigidezza nel caso di giunzioni legno-legno. La normativa specifica successivamente che le relazioni fornite possono essere impiegate anche nel caso di giunzioni legno-acciaio e legno-calcestruzzo, utilizzando nelle relazioni la massa volumica ρ_m del legno. Bisogna inoltre tener presente che questi valori di K_{ser} sono validi per analisi agli stati limite di esercizio. Per ottenere i valori di rigidezza da impiegare allo stato limite ultimo, è necessario moltiplicare questi stessi valori per un coefficiente pari a 2/3 (come specificato nella norma UNI EN 1995-1-1 §2.2.2).



(a) Mediante un singolo elemento molla.



(b) Mediante due elementi molla in parallelo.

Figura 1.11: Esempio di *possibili* modellazioni di un hold-down.

Per quanto riguarda il punto n°1, questa scelta si giustifica con il voler rendere più realistica la modellazione. Innanzitutto nella realtà gli hold-down non sono elementi puntiformi, ma hanno dimensioni finite; inoltre la schematizzazione su due nodi riduce notevolmente i valori di picco delle tensioni normali e tangenziali sui pannelli, generati dall'introduzione nel modello di una forza concentrata. Nella figura 1.11 si nota come il valore massimo della tensione σ_{YY} nel caso di schematizzazione con un solo elemento molla sia circa il doppio della stessa tensione nel caso, più realistico, di schematizzazione con due elementi. La distanza tra i due nodi in cui sono stati modellati è stata assunta pari a 50 mm.

Il fatto che la rigidezza inserita nel modello di calcolo sia diversa da quella suggerita dalla normativa (punto n°2) deriva dalla differenza di comportamento, sotto l'azione di forze orizzontali, di un singolo pannello modellato rispetto allo stesso in una situazione reale. Con riferimento alla figura 1.12, cerchiamo quindi il valore di rigidezza $K_{HD,mod}$ di un hold-down modellato tale per cui gli effetti della rotazione alla base del pannello, in termini di spostamento d_x , siano gli stessi che si hanno per un pannello reale soggetto allo stesso momento ribaltante. Tenendo presente la figura 1.12b , per un pannello modellato sotto l'azione di una data coppia M si ha che:

$$d_{y,mod} = \vartheta_{mod} \frac{B}{2} \quad (1.7a)$$

$$d_{y,mod} = \frac{F_{HD}}{K_{HD,mod}} \quad (1.7b)$$

$$d_{x,mod} = \vartheta_{mod} H \quad (1.7c)$$

dalla (1.7a) è possibile ricavare ϑ_{mod} :

$$\vartheta_{mod} = 2 d_{y,mod} \frac{1}{B}$$

sostituendo quest'ultima nella (1.7c) otteniamo:

$$d_{x,mod} = 2 d_{y,mod} \frac{H}{B} \quad (1.8)$$

Per un pannello reale, sottoposto all'azione della stessa coppia M , otteniamo (figura 1.12a) invece:

$$d_{y,reale} = \vartheta_{reale} B \quad (1.9a)$$

$$d_{y,reale} = \frac{F_{HD}}{K_{HD,reale}} \quad (1.9b)$$

$$d_{x,reale} = \vartheta_{reale} H \quad (1.9c)$$

dalla (1.9a) è possibile ricavare ϑ_{reale} :

$$\vartheta_{reale} = d_{y,reale} \frac{1}{B}$$

sostituendo quest'ultima nella (1.9c) otteniamo:

$$d_{x,reale} = d_{y,reale} \frac{H}{B} \quad (1.10)$$

Dovendo infine risultare uguali le componenti di spostamento orizzontale nei due casi, equazioni (1.8) e (1.10), e ricordando le equazioni (1.7b) e (1.9b), otteniamo, per mezzo di semplici passaggi algebrici, il valore di $K_{HD,mod}$ cercato:

$$\begin{aligned} d_{y, reale} \frac{H}{B} &= 2 d_{y, mod} \frac{H}{B} \\ \frac{F_{HD}}{K_{HD, reale}} &= 2 \frac{F_{HD}}{K_{HD, mod}} \\ K_{HD, mod} &= 2 K_{HD, reale} \end{aligned}$$

Si riporta infine un problema riscontrato nella modellazione, sempre rivolta all'analisi sismica, delle connessioni parete-solaio-parete. Dal momento che la rigidezza di un elemento finito, in direzione verticale, è considerata nulla se non è presente un hold-down in corrispondenza dell'elemento stesso, si viene a creare una *labilità* in corrispondenza al grado di libertà traslazionale verticale nel nodo del solaio, come evidenziato nella figura 1.13. Questo problema è stato risolto inserendo una rigidezza verticale infinitesima, ma tale da garantire comunque l'esclusione di un possibile moto rigido.

Connessioni a taglio

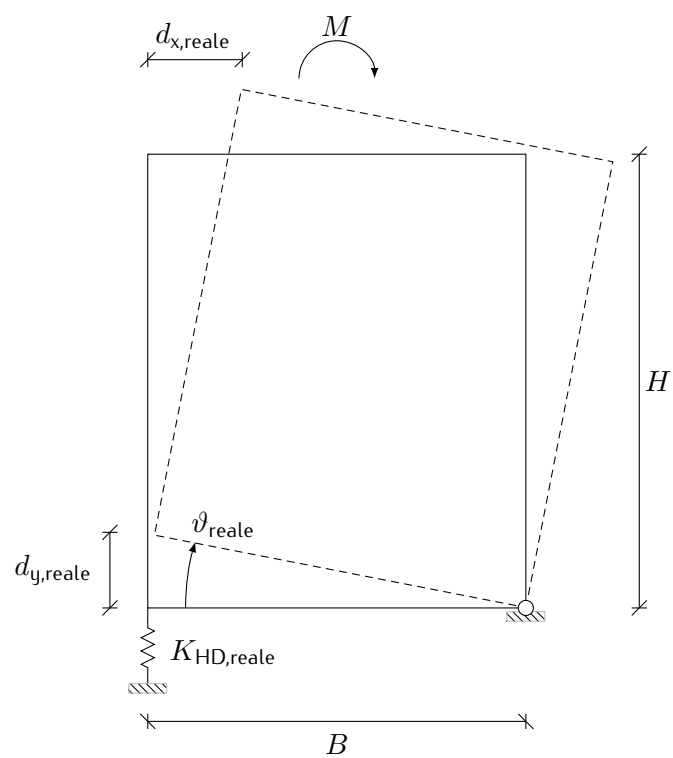
Per connessioni a taglio si intendono, in questo contesto, gli angolari, le viti a taglio e le giunzioni verticali pannello-pannello. A differenza delle connessioni a trazione, in questo caso la modellazione *non* è differenziata in funzione del tipo di analisi, ma è unica per entrambe.

Tutte le giunzioni a taglio vengono *uniformemente distribuite* sugli elementi molla che le descrivono. A questo proposito si osserva che:

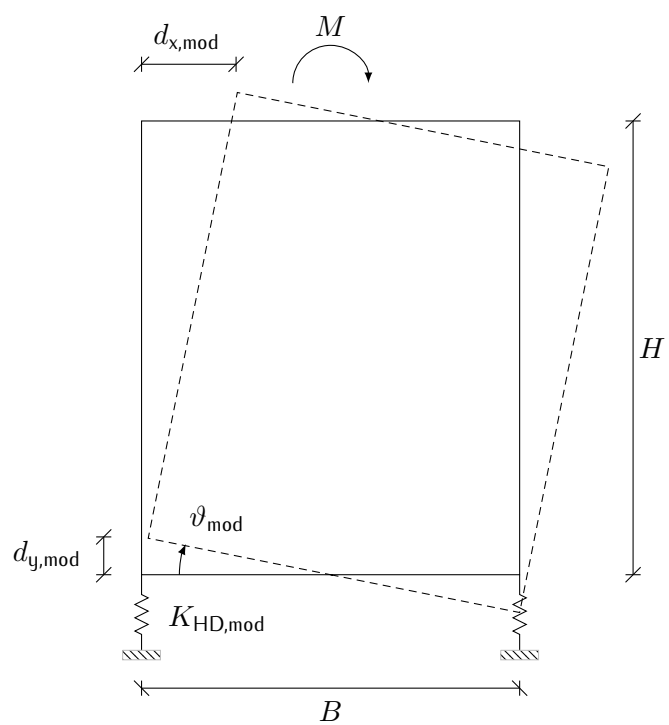
- per quanto riguarda le viti a taglio e le giunzioni verticali pannello-pannello, la scelta di distribuire uniformemente la rigidezza su tutti i nodi appare realistica se pensiamo che queste sono effettivamente presenti, ad intervalli regolari, lungo tutta la giunzione;
- per quanto riguarda gli angolari, invece, questa modellazione può mancare drasticamente di realismo. E' lecita *se e solo se* viene assunta l'ipotesi che questi non lavorino anche a trazione; infatti nel momento in cui questa ipotesi non sia verificata assume grande importanza l'effettiva disposizione degli stessi lungo tutte le pareti oggetto di studio;

Si sottolinea come il numero di connettori per ogni singolo elemento molla è, generalmente, un *numero reale*, dal momento che le relazioni che forniscono la rigidezza in funzione del numero di connettori (tabella 1.1) sono comunque valide.

Per quanto riguarda le connessioni verticali pannello-pannello, è stato differenziato il valore di rigidezza associato ad uno scorrimento verticale tra due i pannelli dal valore associato ad uno scorrimento laterale tra gli stessi. Per quest'ultimo, infatti, la rigidezza è in funzione del verso dello spostamento: se i due pannelli tendono ad allontanarsi la rigidezza sarà quella vera e propria della giunzione, mentre se i pannelli tendono ad andare l'uno contro l'altro la rigidezza sarà molto elevata, pari



(a) Comportamento reale.



(b) Comportamento modellato.

Figura 1.12: Differenza di comportamento tra un pannello modellato ed un reale.

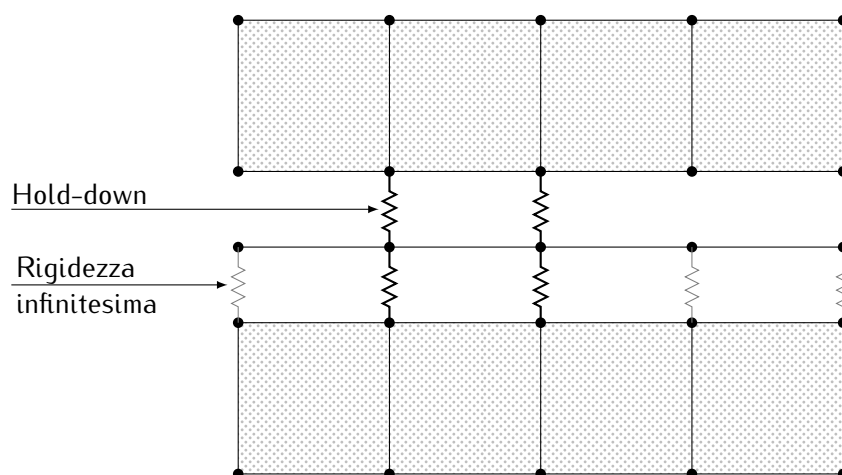


Figura 1.13: Inserimento di *rigidezze fittizie infinitesime* per non incorrere in possibili labilità in direzione verticale.

alla rigidezza del pannello stesso. Dal momento che un comportamento di questo tipo non è rappresentabile mediante analisi lineari, si è deciso di assumere una *rigidezza orizzontale doppia* di quella reale, in analogia a quanto fatto per le connessioni a trazione.

1.4.3 Cordolo di piano

Dal momento che le singole pareti sismo-resistenti vengono studiate nel proprio piano, c'è la necessità di inserire nei modelli di calcolo degli elementi finiti che tengano in conto la presenza del solaio di interpiano. In realtà questi hanno solamente la funzione di *separare le connessioni* presenti tra parete-solaio-parete. Sono pertanto dotati esclusivamente di rigidezza assiale.

La sezione assegnata a questi elementi è una *sezione fittizia*, di altezza pari a quella del solaio e larghezza arbitraria, ma tale da garantire comunque una sufficiente rigidezza; il modulo elastico assegnatole è quello relativo alle classe di resistenza cui appartengono le lamelle dei pannelli X-Lam.

Grazie alla presenza di questi elementi è possibile modellare separatamente le connessioni parete-solaio-parete; sarà poi il programma di calcolo a combinare gli effetti delle connessioni stesse; viceversa, nella loro assenza sarebbe necessario combinare a parte i singoli contributi di rigidezza verticale utilizzando la nota legge:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}$$

ed inserire successivamente nel modello di calcolo i valori così calcolati. Per la modellazione delle connessioni parete-solaio-parete, con riferimento ai soli gradi di libertà traslazionali verticali, si veda ancora la figura 1.13.

1.5 Calcolo delle connessioni

Vengono presentate ora le modalità di calcolo di tutte le connessioni presenti nella parete. Anche in questo caso la presentazione è suddivisa in funzione del loro

comportamento.

Connessioni a trazione

Innanzitutto c'è da dire che le connessioni a trazione, per quanto detto al punto 1.1, risentono della *direzione del sisma*. Questo risulta chiaro se si pensa al fatto che gli hold-down non lavorano a compressione; con riferimento alla figura 1.2a, è evidente che per dimensionare l'hold-down posizionato in corrispondenza dello spigolo destro del pannello è necessario invertire il verso della forza F_x . A rigore, quindi, ci sarebbe la necessità di lanciare l'analisi modale con riferimento ai *due possibili versi*⁶ dell'azione sismica. Se si pensa a come è impostata un'analisi modale, in particolare a come vengono calcolati gli spostamenti, si capisce che quello che cambia tra le due analisi è solamente il segno dei risultati, in quanto le auto-coppie sono indipendenti dal verso del sisma considerato. Conseguenza la possibilità di valutare gli effetti delle due possibili direzioni mediante un'unica analisi, ricordandosi del relativo segno dove necessario.

Il calcolo delle connessioni a trazione, tipicamente gli hold-down, passa attraverso l'equilibrio alla rotazione di sotto-pannelli che compongono l'intera parete. La scelta di imporre l'equilibrio in questi sotto pannelli nasce dall'esigenza di tenere in conto l'effetto benefico del carico verticale sugli effetti di ribaltamento indotti dal sisma; sarebbe infatti irrealistico non considerare questo contributo nel calcolo di queste connessioni. L'identificazione dei sotto pannelli è *del tutto arbitraria*, avendo dimostrato nel paragrafo §1.3.5, che è sempre possibile calcolare tutte le connessioni attraverso semplici relazioni di equilibrio. A questo proposito si mette in rilievo il fatto che un singolo sotto-pannello possa non coincidere con un reale pannello X-Lam; in altre parole non è detto che un sotto-pannello sia identificato dalle giunzioni che sono presenti in una parete. Per esempio, per un pannello che presenta un'apertura, porta o finestra che sia, è possibile identificare due sotto-pannelli ai lati dell'apertura stessa; in questo caso nell'equilibrio di ogni sotto-pannello sarà necessario tenere in conto le forze mutue che questi si scambiano attraverso le architravi, o fasce di piano che dir si voglia. La figura 1.15 riporta un esempio di identificazione di un sotto-pannello all'interno di una parete.

Proprio per il fatto di dover tenere in conto effetti distinti sui pannelli, rispettivamente di ribaltamento e stabilizzante, i passaggi per definire il numero di chiodi necessario per ogni connessione che lavora a trazione, si possono aggregare in tre grandi gruppi che, con riferimento ad ogni singolo sotto-pannello individuato sulla parete, sono:

1. valutazione del *momento stabilizzante*;
2. valutazione del *momento ribaltante*;
3. determinazione delle reazioni vincolari alla base del pannello che devono equilibrare la differenza $M_{rib} - M_{stab}$ e, di conseguenza, il numero di connettori necessario per ogni singola connessione.

⁶Questa semplificazione nasce dalla possibilità di studiare una singola parete anziché un edificio nel suo complesso. In quest'ultimo caso, infatti, ci sono sempre *due possibili direzioni* nel piano per l'azione sismica e, per ognuna di esse, *due possibili versi*. Queste possibilità vanno poi combinate tra loro in modo tale da considerare tutte le direzioni plausibili.

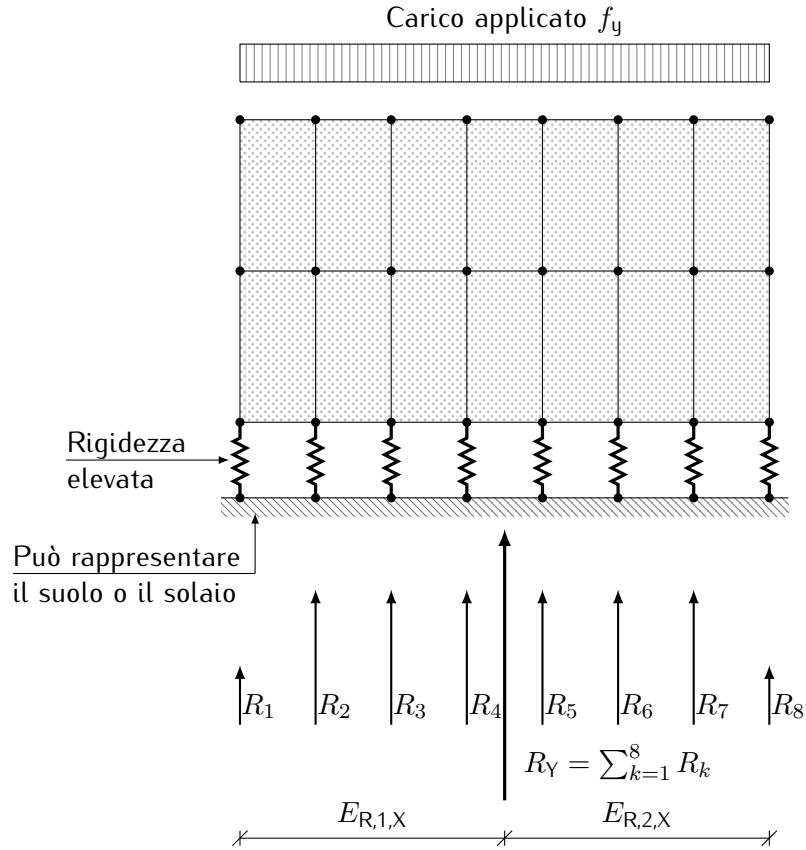


Figura 1.14: Esempio di integrazione delle reazioni verticali alla base di un pannello per calcolo del momento stabilizzante mediante analisi statica lineare.

Con riferimento al punto n°1, tenendo presente la figura 1.14, possiamo particolarezzare i seguenti passaggi:

- Calcolo della risultante R_Y delle reazioni verticali alla base del sotto-pannello e delle sue posizioni $E_{R,1,X}$ e $E_{R,2,X}$ rispetto ai due spigoli del pannello. Nel caso in cui i pannelli non siano simmetrici queste due distanze saranno ovviamente diverse tra loro.
- Calcolo della lunghezza l_{comp} della zona compressa per ogni pannello per mezzo dell'equazione (1.1).
- Calcolo del vettore $E_{LSA,X}$ contenente le due distanze di R_Y rispetto al baricentro della zona compressa, sempre con riferimento ai due spigoli del pannello:

$$E_{LSA,X}(1) = E_{R,1,X} - \frac{1}{2}l_{comp}$$

$$E_{LSA,X}(2) = E_{R,2,X} - \frac{1}{2}l_{comp}$$

- Calcolo delle componenti del *vettore del momento stabilizzante*⁷, in valore assoluto, mediante equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della zona compressa, con riferimento ad entrambi gli spigoli del pannello:

$$M_{\text{stab}}(1) = |R_Y \cdot E_{\text{LSA},X}(1)| \quad (1.11)$$

$$M_{\text{stab}}(2) = |R_Y \cdot E_{\text{LSA},X}(2)| \quad (1.12)$$

Risulta adesso chiara la necessità di valutare a priori la lunghezza della zona compressa (paragrafo 1.3.3). Infatti nelle equazioni (1.11) e (1.12) l'effetto benefico del peso struttura viene ridotto per effetto di l_{comp} e non sarebbe quindi a favore di sicurezza assumere una rotazione del pannello attorno ad uno dei suoi spigoli.

Per quanto riguarda il punto n°2 la figura cui fare riferimento è la 1.15; a proposito di questa si osserva che le forze $F_{3,1,x}$, $F_{3,1,y}$, $F_{3,2,x}$, $F_{3,2,y}$ ed F_{4x} rappresentano le *risultanti* delle forze mutue distribuite lungo i lati dei pannelli, le due forze indicate con F_{4y} rappresentano i contributi dei singoli hold-down, mentre $R_{2,y}$ ed $R_{2,x}$ rappresentano le incognite del problema. Si sottolinea inoltre come *non tutti* i contributi siano necessariamente *sempre presenti*, ad esempio, infatti, in assenza di una o più giunzioni verticali pannello-pannello potrebbero essere scarichi, rispettivamente, uno od entrambi i lati verticali.

I passaggi che portano alla definizione del contributo ribaltante sono:

- Con riferimento ad ogni singolo modo di vibrare considerato nell'analisi modale, per ogni lato del sotto-pannello vengono integrate, sulla lunghezza del lato stesso, le reazioni, o le forze mutue che dir si voglia, sia orizzontali che verticali che il pannello scambia con gli altri pannelli o con le opere di fondazione. Per quanto riguarda le componenti orizzontali nei lati verticali è evidente che assumono molta importanza, con riferimento al successivo calcolo del momento ribaltante, le distanze $L_{3,1,y}$ ed $L_{3,2,y}$ delle risultanti stesse dal lembo inferiore del pannello.
- Sempre con riferimento ad ogni modo di vibrare considerato nell'analisi modale, vengono calcolate le componenti del *vettore del momento ribaltante*⁸, analogamente a quanto visto per la definizione del momento stabilizzante, attraverso due equilibri alla rotazione attorno al baricentro della zona compressa l_{comp} calcolato precedentemente con riferimento ai due spigoli del pannello, considerando tutti i contributi presenti. Per esempio, con riferimento alla figura 1.15 (il punto attorno al quale si pone l'equilibrio è segnato con un cerchietto nero) e considerando come positivi i momenti orari, si ha che:

$$M_{\text{rib}} = F_{4,x}H + F_{3,1,x}L_{3,1,y} + F_{3,1,y}\left(B - \frac{1}{2}l_{\text{comp}}\right) - F_{3,2,x}L_{3,2,y} + F_{3,2,y}\frac{1}{2}l_{\text{comp}} + F_{4,1,y}L_{4,1,x} + F_{4,2,y}L_{4,2,x}$$

⁷Si precisa che le *due componenti* di questo vettore rappresentano, di fatto, il contributo benefico del peso della struttura sugli effetti di ribaltamento indotti dal sisma sul generico sotto-pannello, con riferimento ai *due possibili versi* del sisma stesso.

⁸Per ogni singolo modo di vibrare si ottiene un vettore di dimensione 2×1 . Questi vettori vengono *impacchettati* in un'unica matrice multidimensionale, dove il terzo indice rappresenta il numero di modi considerati nell'analisi modale. Per ogni modo di vibrare, queste due componenti rappresentano, in perfetta analogia a quanto visto per il momento stabilizzante, gli effetti ribaltanti indotti dal sisma con riferimento ai due possibili versi del sisma stesso.

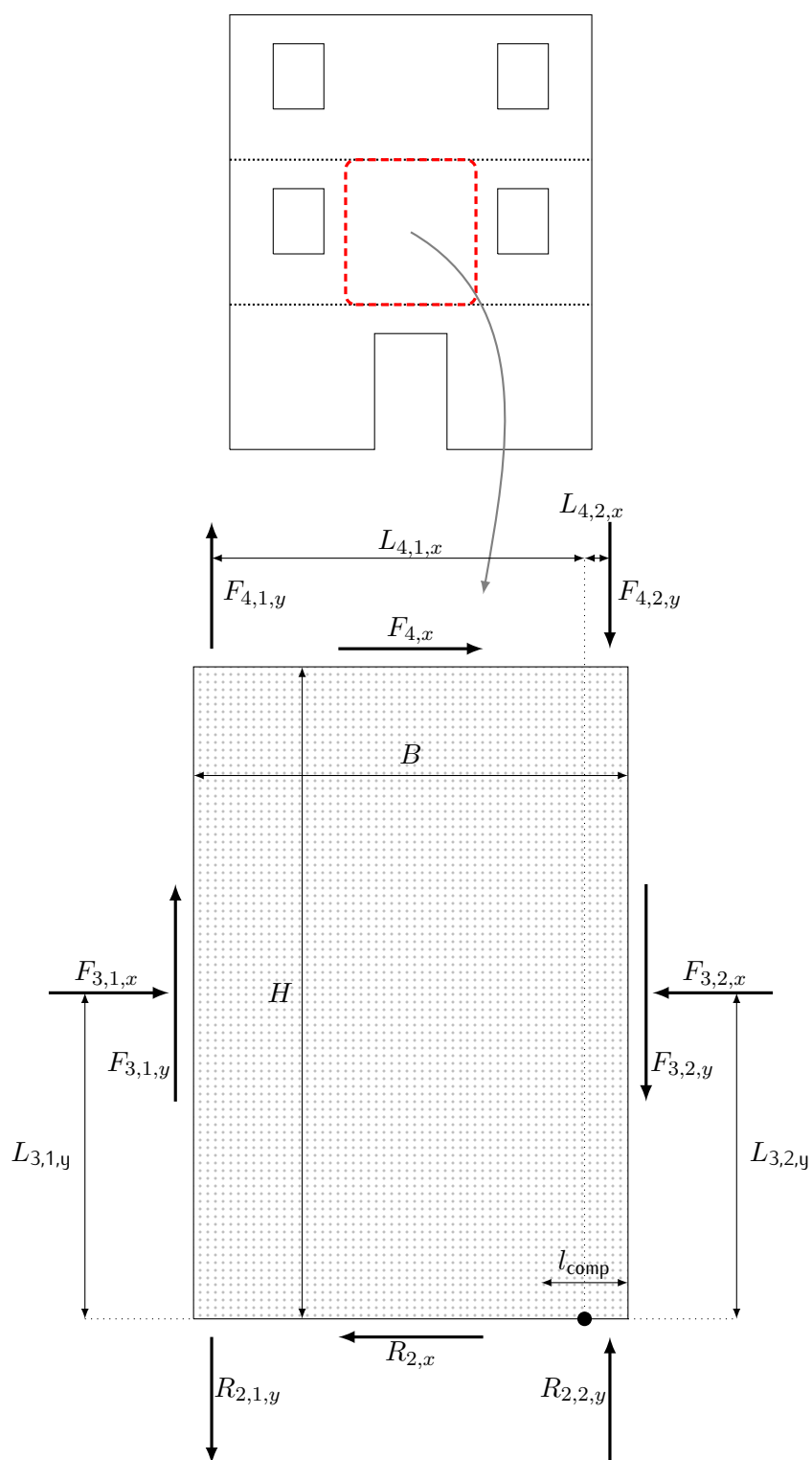


Figura 1.15: Esempio di *possibile* sistema di forze cui è soggetto un generico pannello X-Lam in condizioni sismiche.

- La *matrice tridimensionale* dei momenti momenti ribaltanti così ottenuta viene sottoposta ad una combinazione secondo la regola *CQC* (*Complete Quadratic Combination*), in perfetta analogia a quanto si fa per tutte le altre grandezze derivanti da un'analisi modale.

Il terzo ed ultimo punto consiste nel calcolo vero e proprio del numero di connettori necessari. E' necessario pertanto impostare un sistema di equazioni del tipo (1.5) in modo tale da lavorare con una sola incognita, e poi imporre l'equilibrio alla rotazione; a questo proposito si veda l'equazione (1.6), dove la coppia agente M è da intendersi come la differenza $M_{\text{rib}} - M_{\text{stab}}$. Il sistema di reazioni verticali così calcolato deve equilibrare la differenza tra il momento ribaltante e quello stabilizzante⁹. Nel semplice caso in cui le connessioni a taglio non lavorino anche a trazione e siano presenti due soli hold-down, la forza sull'hold-down teso si può calcolare semplicemente come:

$$F_{\text{HD}} = \frac{M_{\text{rib}} - M_{\text{stab}}}{L}$$

Essendo L la distanza tra l'hold-down ed il baricentro della zona compressa. In ogni caso, il *numero di chiodi necessario* a sopportare ogni forza di trazione si ricava tramite questa relazione:

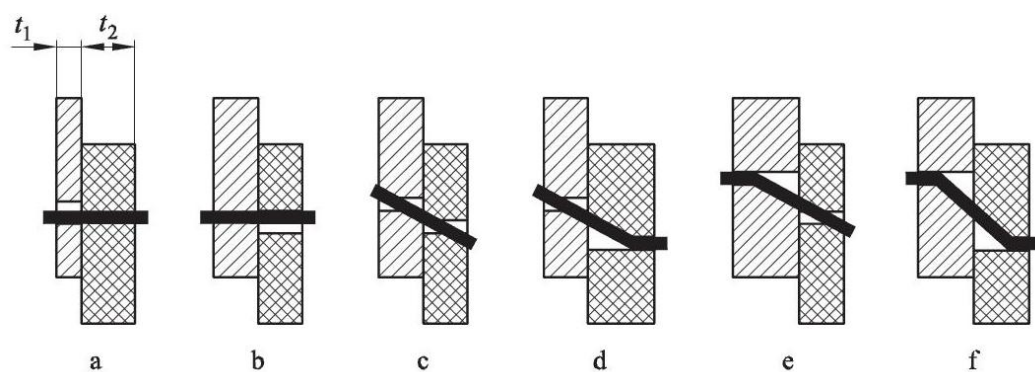
$$N_{\text{chiodi}} = \text{ceil}\left(\frac{F_{\text{HD}}}{F_{\text{v,Rd}}}\right)$$

Essendo $F_{\text{v,Rd}}$ la capacità portante di progetto per singolo piano di taglio di un mezzo di unione e $\text{ceil}(\dots)$ un operatore che denota un arrotondamento, ad un numero intero, verso $+\infty$.

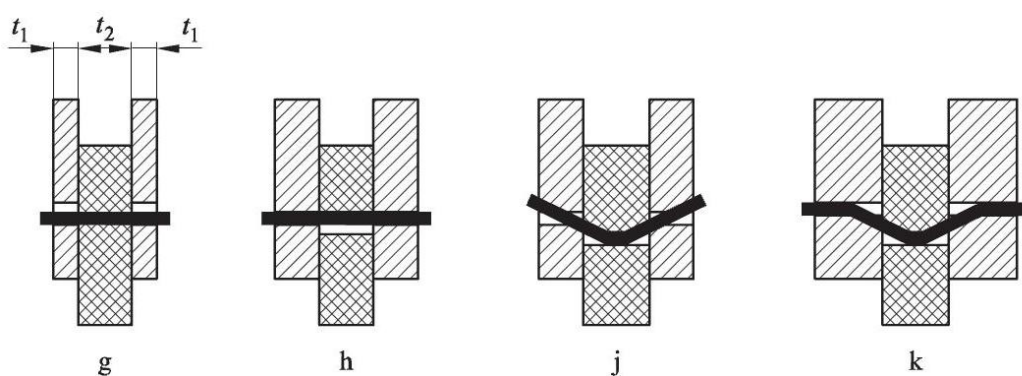
Per quanto riguarda $F_{\text{v,Rd}}$, innanzitutto la normativa UNI EN 1995-1-1:2009 differenzia le connessioni legno-legno e pannello-legno da quelle acciaio-legno (si veda la figura 1.16). Per ognuna di queste famiglie vengono riportate sia le possibili modalità di rottura che i relativi valori di resistenza, riferiti al singolo mezzo di unione.

Per connessioni legno-legno e pannello-legno con riferimento a mezzi di unione a

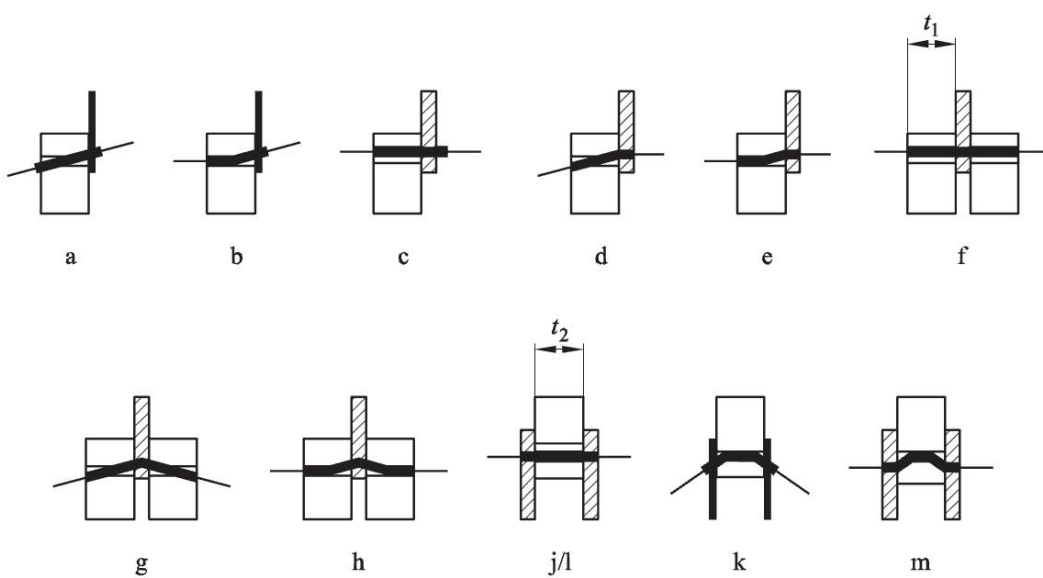
⁹Tenendo presente il fatto che il momento ribaltante è sempre positivo in quanto passa attraverso una combinazione *CQC* e ricordando che il momento stabilizzante è stato calcolato in valore assoluto, risulta chiaro che un valore negativo per la forza F_{HD} sta a significare che l'hold-down non è necessario.



(a) Connessioni legno-legno a taglio singolo.



(b) Connessioni legno-legno a taglio doppio.



(c) Connessioni legno-acciaio.

Figura 1.16: Modalità di rottura secondo la norma UNI EN 1995-1-1:2009.

taglio singolo si ha che, con riferimento alla figura 1.16a:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \right. & (c) \\ \quad \left. \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + & (d) \\ \quad \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \\ 1,05 \frac{f_{h,2,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + & (e) \\ \quad \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{array} \right.$$

Per connessioni legno-legno e pannello-legno con riferimento a mezzi di unione a taglio doppio (figura 1.16b) si ha che:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + & (i) \\ \quad \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{array} \right.$$

Per quanto riguarda la capacità portante caratteristica di una connessione acciaio-legno, si ha che questa dipende dallo spessore delle piastre di acciaio. Piastre di acciaio aventi spessore minore o uguale a $0,5d$ sono classificate come piastre sottili, mentre le piastre di acciaio aventi spessore maggiore o uguale a d con la tolleranza dei diametri di foratura minore di $0,1d$ sono classificate come piastre spesse. La normativa raccomanda inoltre che la capacità portante caratteristica di connessioni con piastre di acciaio aventi spessore compreso fra quello di una piastra sottile e quello di una piastra spessa sia calcolata tramite interpolazione lineare fra i valori limite per le piastre sottili e spesse. Facendo riferimento alla figura 1.16c si ha che, per una piastra di acciaio sottile a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0,4 f_{h,k} t_1 d & (a) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{array} \right.$$

per una piastra di acciaio spessa, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d & (c) \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2, 3 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

per una piastra di acciaio di qualsiasi spessore interposta come elemento centrale di una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (f) \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (g) \\ 2, 3 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases}$$

per piastre di acciaio sottili poste come elementi esterni di una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0, 5 f_{h,2,k} t_2 d & (i) \\ 1, 15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases}$$

per piastre di acciaio spesse poste come elementi esterni di una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,2,k} t_2 d \\ 2, 3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (m)$$

Dove, per tutte le equazioni presentate, vale il seguente significato dei simboli:

β è il rapporto fra le resistenze a rifollamento degli elementi.

t_i è lo spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione.

$M_{y,Rk}$ è il momento caratteristico di snervamento per il mezzo di unione.

$f_{h,i,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i-esimo.

d è il diametro del mazzo di unione.

$F_{ax,Rk}$ è la capacità caratteristica assiale ad estrazione per il mezzo di unione.

In tutte le espressioni di $F_{v,Rk}$ sopra riportate il primo termine sul lato destro rappresenta la capacità portante secondo la teoria dello snervamento di Johansen, mentre il secondo termine¹⁰ è il contributo legato all'effetto cordata.

¹⁰Questo contributo deve essere limitato ad opportune percentuali della parte Johansen, in funzione del tipo di connettore impiegato, come esplicitamente richiesto dalla normativa.

Connessioni a taglio

Queste sono le più semplice dal punto di vista del calcolo. Sia R la risultante delle reazioni nei nodi (reazioni vincolari vere e proprie oppure forze interne, a seconda del caso) dove è presente una giunzione a taglio, definita come:

$$R = \sum_{k=1}^n (R_{LSA,k} + R_{SRA,k})$$

essendo n il numero di nodi in cui è schematizzata la connessione mentre i pedici LSA ed SRA identificano, rispettivamente, l'analisi statica lineare e l'analisi modale con spettro di risposta. Detta, ancora una volta, $F_{v,Rd}$ la capacità portante di progetto per singolo piano di taglio di un mezzo di unione, il numero di connettori necessari a supportare la reazione R sarà:

$$N_{conn} = \text{ceil}\left(\frac{R}{F_{v,Rd}}\right)$$
$$N_{conn} = \text{ceil}\left(\frac{R}{2 \cdot F_{v,Rd}}\right)$$

rispettivamente nel caso di giunzione a singolo piano di taglio oppure doppio. L'operatore $\text{ceil}(\dots)$ è lo stesso operatore definito in precedenza.

Nel caso in cui la connessione lavori a taglio per entrambe le componenti di spostamento, tipicamente il caso dei giunti verticali pannello-pannello, il numero di chiodi viene calcolato sulla risultante totale delle componenti, quindi:

$$R_1 = \sum_{k=1}^n (R_{LSA,1,k} + R_{SRA,1,k})$$
$$R_2 = \sum_{k=1}^n (R_{LSA,2,k} + R_{SRA,2,k})$$
$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2}$$

Dopodiché si procede analogamente a quanto visto in precedenza per le connessioni a taglio usuali.

1.6 Controllo della convergenza

Ad ogni iterazione viene calcolato il numero di connettori, per ogni giunzione, necessario a resistere alle forze esterne attive; queste ultime sono però relative alla *distribuzione di rigidezze* relativa all'iterazione precedente. Sono possibili diversi modi di procedere per controllare l'andamento della convergenza del metodo; nel presente lavoro ne sono stati considerati due, in particolare:

- *Aggiornamento completo* dei connettori ad ogni iterazione. In questo caso, alla fine di ogni iterazione, vengono assegnati alle giunzioni i numeri di connettori necessari calcolati nell'iterazione corrente. Risulta quindi evidente come il numero di connettori inseriti nel modello sia indipendente da quello relativo all'iterazione precedente precedente.

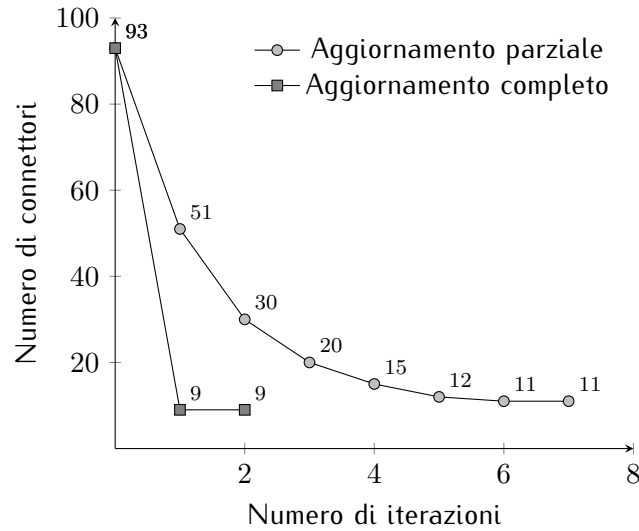


Figura 1.17: Esempio di profili di convergenza con i due metodi presentati

- *Aggiornamento parziale* delle rigidezze ad ogni iterazione o *metodo dicotomico*¹¹. In questo caso il numero di chiodi assegnati alle giunzioni è funzione *anche* del numero di connettori presenti all'iterazione precedente e viene calcolato come:

$$N_{\text{conn}}^{k+1} = \text{ceil}\left(\frac{N_{\text{conn}}^{\text{calc}} + N_{\text{conn}}^k}{2}\right)$$

essendo $N_{\text{conn}}^{\text{calc}}$ il numero di connettori necessario calcolato all'iterazione corrente, N_{conn}^k il numero di connettori presenti nel modello agli elementi finiti all'iterazione precedente e N_{conn}^{k+1} il valore medio dei due precedenti arrotondato tramite l'operatore ceil(...).

Un esempio di profili di convergenza ottenuti con i due metodi presentati qui sopra è riportato nella figura 1.17; in questa si vede bene come l'aggiornamento parziale sia sensibilmente *più stabile*, a prezzo però di un *numero maggior di iterazioni* necessario per giungere a convergenza.

Dopo una serie di prove su diversi casi studio, nei quali si anche è riscontrato il problema che i due metodi non convergevano esattamente allo stesso numero di connettori (anche se le differenze erano estremamente contenute e non si sono manifestate per tutti i casi studio), si è deciso di scegliere il metodo dell'aggiornamento parziale, che di fatto è l'unico implementato nel programma ed al quale si farà sempre riferimento nel proseguito di questo lavoro.

1.7 Verifiche dei pannelli

Le verifiche dei pannelli vengono svolte in forma grafica per una comprensione immediata della situazione della parete. Le informazioni necessarie per svolgere questi controlli sono riportate nella tabella 1.2.

¹¹Il nome *dicotomico* è qui usato un po' impropriamente, in quanto nell'ambito dell'analisi numerica questo indica il metodo numerico più semplice per trovare le radici di una funzione.

Tabella 1.2: Dati necessari per le verifiche dei pannelli

Grandezze derivanti dal pre-processore		
$f_{c,0,Rd}$	[MPa]	Resistenza a compressione parallela alle fibre
$f_{t,0,Rd}$	[MPa]	Resistenza a trazione parallela alle fibre
$F_{v,Rd}$	[N/mm]	Resistenza di progetto a taglio
Grandezze derivanti da combinazione lineare (LSA-SRA)		
$f_{c,Ed}$	[MPa]	Sollecitazioni di compressione parallela alle fibre
$f_{t,Ed}$	[MPa]	Sollecitazioni di trazione parallela alle fibre
$F_{v,Ed}$	[N/mm]	Sollecitazioni di taglio
N.B.: tutte le quantità sono da intendersi <i>di progetto</i>		

Le verifiche per sollecitazioni di trazione e compressione in direzione parallela alle fibre sono svolte in termini di *tensione*, mentre quelle per taglio in termini di *forze generalizzate*, intendendo con questo termine le tensioni tangenziali integrate sullo spessore complessivo del pannello.

Le resistenze a trazione e compressione in direzione ortogonale alle fibre sono state invece considerate nulle, in favore di sicurezza. Per quanto riguarda la resistenza a taglio di progetto è da notare che la resistenza $F_{v,Rd}$ è da intendersi come la resistenza a rottura *per taglio*, con riferimento ai due possibili modi di rottura cui è soggetta una lastra X-Lam.

Per quanto riguarda le tensioni impiegate nelle verifiche, c'è da dire che queste *non sono* quelle derivanti direttamente dalle analisi agli elementi finiti, perché queste non tengono in conto l'effettiva conformazione del pannello. I passaggi per ottenere le *tensioni effettive* in un generico elemento finito sono:

1. si *calcola* il tensore di tensione¹² a partire dagli spostamenti come:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \cdot (\mathbf{B} \cdot \mathbf{u})$$

con ovvio significato dei simboli;

2. si *integra* il tensore di tensione sullo spessore complessivo dell'elemento finito ottenendo quindi un tensore di sole *forze generalizzate*;
3. si calcolano le *tensioni effettive*:
 - per quanto riguarda le *tensioni normali*, di trazione e compressione, per ricondursi a valori di tensioni veri e propri si impiegano gli *spessori reali* t_1 e t_2 nelle due direzioni.
 - per quanto riguarda le *forze tangenziali generalizzate* F_{XY} , invece, queste non vengono ricondotte nuovamente a valori di tensione, ma viene calcolata una forza di taglio per unità di lunghezza per una singola superficie di incollaggio, tramite il numero totale di superfici incollate n_{sup} .

¹²Si sottolinea, ancora una volta, che queste tensioni sono calcolate con riferimento allo spessore complessivo del pannello e non tengono conto né dei diversi spessori nelle due direzioni né del fatto che la resistenza ortogonale alle fibre è considerata nulla.

Si nota come il prodotto finale di questa procedura sia un operatore che comprende *sia* valori di tensione *sia* valori di forze generalizzate.

Si può adesso procedere alle verifiche dividendo semplicemente ogni componente di tensione per la relativa resistenza:

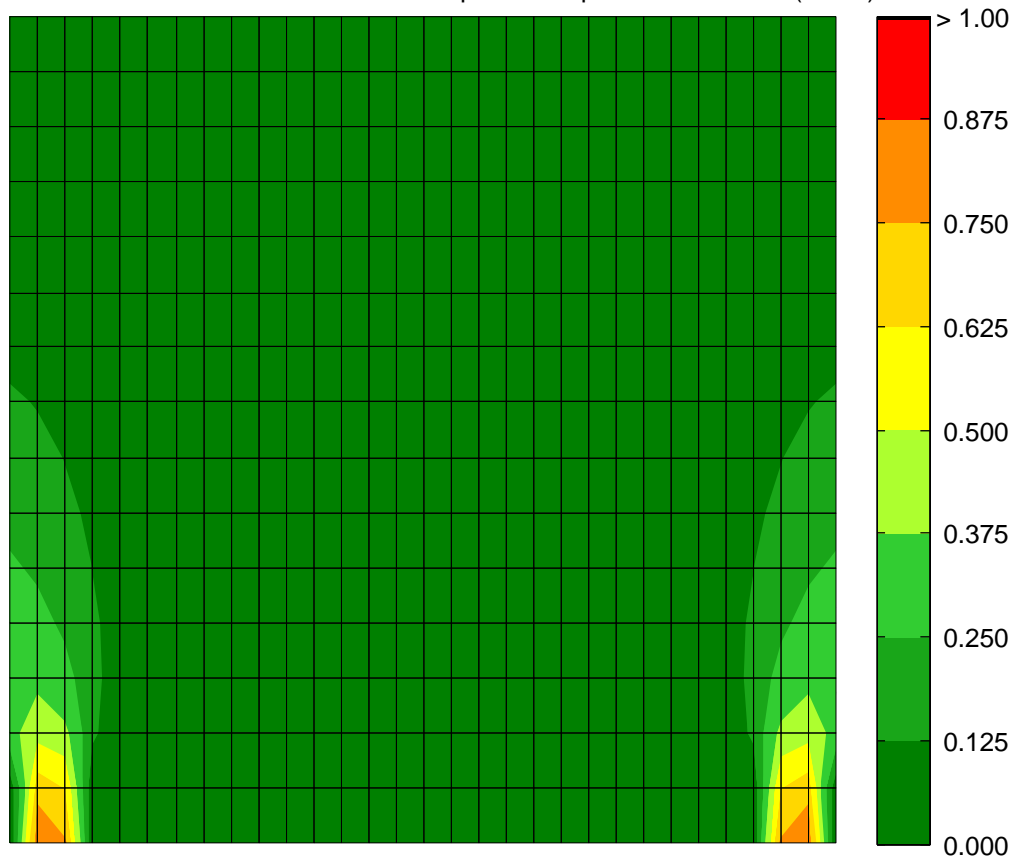
$$\frac{f_{c,xx,Ed}}{f_{c,0,Rd}} \quad \frac{f_{t,xx,Ed}}{f_{t,0,Rd}} \quad \frac{f_{c,yy,Ed}}{f_{c,0,Rd}} \quad \frac{f_{t,yy,Ed}}{f_{t,0,Rd}} \quad \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}$$

E' da notare come, per ogni pannello e per ogni direzione lungo la quale viene svolta la verifica, la verifica stessa, a compressione e trazione, viene svolta *simultaneamente*. Ad esempio, se consideriamo la verifica per tensioni normali verticali, il programma implementato rintraccia la zona di pannello compresso e divide le tensioni agenti in questa zona per la resistenza a compressione; analogamente per la zona del pannello tesa. Ne conseguono tre *funzioni adimensionali di verifica*, che vengono restituite in *valore assoluto* ed in forma grafica, definite nell'intervallo $0 - \infty$ (si veda la figura 1.18). Risulta chiaro che dove queste funzioni assumono valori maggiori dell'unità la verifica non è soddisfatta; essendo poi restituite in forma grafica risulta immediato stabilire l'entità della zona non verificata.

Oltre alla visualizzazione grafica, nelle verifiche vengono riportati, pannello per pannello, anche i valori massimi della funzione di verifica ed i valori medi della stessa per ogni componente.

Si sottolinea il fatto che, essendo la funzione di verifica riportata in valore assoluto, risulta impossibile distinguere la zona di un pannello compressa da quella tesa e viceversa; questo per non "appesantire" i grafici e renderli quindi di difficile lettura. Per poter risalire al segno della funzione di verifica è necessario confrontare il suo grafico con quello della componente di tensione da cui è stato ricavato, valutata allo stato limite di riferimento, e che quindi *va obbligatoriamente* riportato insieme al grafico di verifica.

Stato limite SLV – Verifica a trazione/compressione parallela alle fibre (Dir. Y)



Trazione: valore massimo = 0.874 e media pesata = 0.147
Compressione: valore massimo = 0.014 e media pesata = 0.005

Figura 1.18: Esempio di verifica grafica dei pannelli X-Lam, in particolare si tratta di una verifica per tensioni normali in direzione verticale

Capitolo 2

Applicazioni

In questo capitolo vengono presentati nel dettaglio i casi studio ai quali è stata applicata la procedura proposta nel capitolo 1 ed i relativi risultati ottenuti.

2.1 Presentazione

Ogni paragrafo dedicato ad uno dei casi studio analizzati si può suddividere, idealmente, in due parti:

Parte prima Contiene la presentazione della geometria e dei carichi ad essa applicati. In particolare sono evidenziate le posizioni degli hold-downe di tutti i giunti verticali eventualmente presenti, con le loro relative numerazioni, nonché l'individuazione dei sotto pannelli cui fare riferimento per il calcolo delle connessioni a trazione.

Parte seconda Contiene i risultati veri e propri derivanti dall'applicazione della procedura proposta. In particolare vengono riportati i profili di convergenza di tutte le connessioni presenti, le verifiche dei pannelli X-Lam con riferimento all'ultima iterazione svolta e una vista del modo fondamentale di vibrare, sempre con riferimento all'ultima iterazione svolta. Viene inoltre riportato l'andamento del valore della frequenza fondamentale della parete in funzione del numero di iterazioni necessarie per giungere a convergenza; in questo grafico viene anche individuata l'ampiezza della zona, in termini di frequenze, corrispondente al tratto ad accelerazione costante dello spettro di risposta. Solo per alcuni casi studio, sono presenti più profili di convergenza per una stessa connessione; queste famiglie di curve sono state ottenute facendo variare il numero di connettori di primo tentativo, in modo tale da poter controllare la dipendenza della soluzione dalle condizioni iniziali.

Le pareti studiate presentano una complessità geometrica via via crescente; si inizia con un singolo pannello X-Lam per giungere ad una parete intera di un edificio a tre piani. Di fatto le pareti più complesse non sono altro che un insieme di dettagli e problemi che sono stati studiati singolarmente nei primi casi studio.

Per quanto riguarda le discretizzazioni scelte per i modelli, c'è da dire che gli elementi finiti presentano, in tutti i casi studio analizzati, la stessa dimensione. Questo per diversi motivi: innanzitutto, non disponendo di un pre-processore con interfaccia

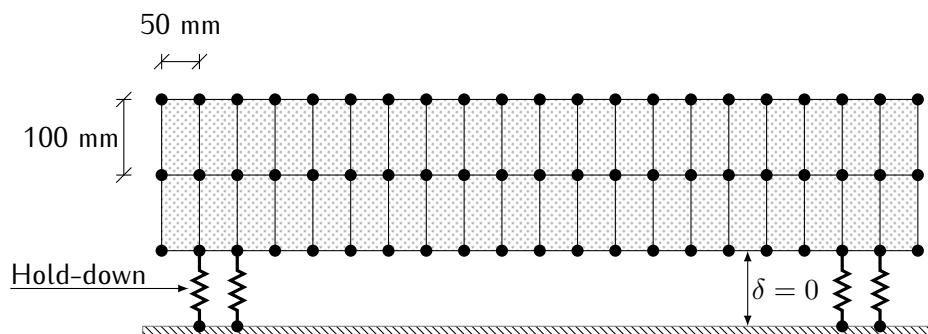


Figura 2.1: Discretizzazione impiegata per tutti i modelli analizzati.

grafica, è risultato comodo suddividere i pannelli mediante una griglia regolare; inoltre le dimensioni degli elementi finiti sono state scelte in modo tale da consentire una rappresentazione realistica degli hold-down (si veda il paragrafo 1.4.2). Questo fatto non rappresenta un limite del codice di calcolo implementato, dal momento che questi casi studio hanno solamente un fine didattico ed una generalizzazione del pre-processore è certamente possibile, ma esula dagli obiettivi di questo lavoro.

Per quanto riguarda la *disposizione degli hold-down*, anche questa è *fissa*; in altre parole essendo i sotto-pannelli identificati, per comodità, nel pre-processore, le possibili alternative disponibili per l'utente sono, con riferimento ad un generico sotto-pannello:

- Sono presenti due hold-down, disposti in prossimità degli spigoli. La figura 2.1 riporta proprio questo caso.
- E' presente un singolo hold-down, disposto in uno dei due spigoli a scelta dell'utente.
- Non è presente neanche un hold-down.

In tutti i casi il baricentro dell'hold-down è posizionato a 150 mm dal bordo esterno del pannello, com'è chiaro guardando, ancora una volta, la figura 2.1. Anche in questo caso la disposizione fissa delle connessioni non rappresenta un limite, dal momento che è sufficiente modificare il pre-processore oppure impiegare un programma che ne abbia uno incorporato.

2.2 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi viene svolta, in via semplificata, con riferimento ad un edificio reale e viene poi calcolata la quota parte afferente alla parete ipotizzando sia la profondità dell'edificio sia l'orditura del solaio. A questo proposito si sottolinea come le piastre di solaio realizzate in pannelli X-Lam non distribuiscano il carico in maniera uniforme in tutte le direzioni, dal momento che la rigidezza a flessione non è generalmente uguale nelle due direzioni. Viene inoltre ipotizzato a priori lo spessore t complessivo di tutte le piastre dei solai, pari a 200 mm. La tabella 2.1 riporta l'analisi dei carichi per unità di superficie con riferimento ad un edificio destinato a civile abitazione sito a Sequals (PN). I carichi per unità di lunghezza sulla parete

Tabella 2.1: Analisi dei carichi per una civile abitazione.

Solaio di piano					
Piastre X-Lam t 200 mm	g_1	1,0	kN/m ²	2,0	kN/m
Rivestimenti, divisori,...	g_2	2,0	kN/m ²	4,0	kN/m
Sovraccarico accidentale	q	2,0	kN/m ²	4,0	kN/m
Copertura					
Piastre X-Lam t 200 mm	g_1	1,0	kN/m ²	2,0	kN/m
Controsoffitti,isolanti,...	g_2	2,0	kN/m ²	4,0	kN/m
Neve (Sequals)	q	1,8	kN/m ²	3,6	kN/m

sono stati ottenuti supponendo che la dimensione dell'edificio in pianta, in direzione ortogonale alla parete oggetto di studio sia di 4 m e ipotizzando inoltre che i solai siano assimilabili a piastre monodirezionali che poggiano sulla parete oggetto di studio. Si sottolinea, ancora una volta, come l'analisi dei carichi effettuata sia da considerare in ogni caso come *approssimata*.

Tutte le singole condizioni elementari di carico sono state poi combinate tra loro, come previsto dalla normativa *D.M. 14-01-2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* al punto §2.5.3, secondo la relazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

dove i carichi Q_{k1} rappresentano il sovraccarico per i solai di civile abitazione, mentre i carichi Q_{k2} rappresentano il sovraccarico sulla copertura. In tutti casi è nulla, ovviamente, la componente P . Senza riportare in questo contesto tutti i coefficienti $\Psi_{2,j}$ previsti dalla norma, si ricorda solamente che per il carico neve si ha che $\Psi_{2,j} = 0$, mentre per il sovraccarico previsto per una civile abitazione si ha che $\Psi_{2,j} = 0, 3$.

I carichi verticali così determinati sono poi stati convertiti in masse equivalenti da inserire nei modelli per le analisi sismiche. Queste sono state pensate uniformemente distribuite, in perfetta analogia ai carichi verticali da cui provengono.

Per quanto riguarda la definizione dello spettro di risposta si è fatto uso del foglio di calcolo *Spettri-NTC ver 1.03* fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. La ricerca del sito è stata svolta per comune, la vita nominale V_N della costruzione è stata posta pari a 50 anni, mentre la classe d'uso c_U cui si è fatto riferimento è la n°1. Gli altri parametri necessari alla definizione dello spettro sono stati così assunti: Categoria Topografica = T_1 , Categoria del Suolo = C e Fattore di Struttura = 1. Lo spettro di progetto utilizzato nelle analisi, con riferimento alle componenti orizzontali di accelerazione sismica, è riportato nella figura 2.2.

Non si riportano, per brevità d'esposizione, i calcoli che hanno portato al pre-dimensionamento dei pannelli X-Lam, ma solo i risultati finali per ogni singolo caso studio. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche degli stessi, invece, sono stati assunti, per tutti i pannelli, questi valori:

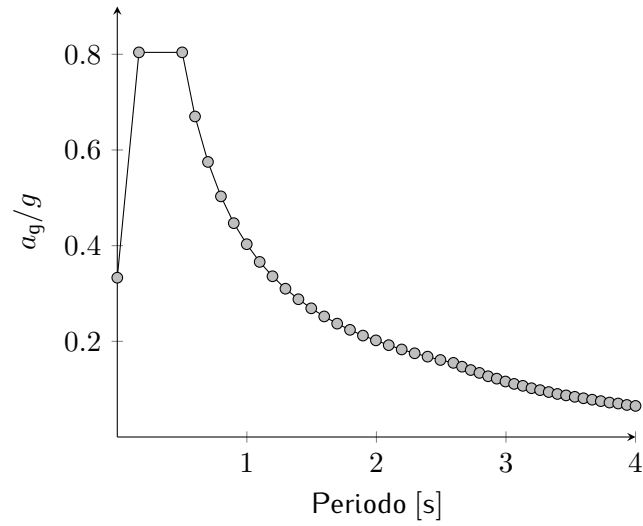


Figura 2.2: Spettro impiegato nelle analisi sismiche.

t_{\min}	20	mm	Spessore minimo delle lamelle
l_{\min}	100	mm	Larghezza minima delle lamelle
$E_{0,\text{mean}}$	11000	MPa	Modulo elastico parallelo alle fibre
$E_{90,\text{mean}}$	370	MPa	Modulo elastico ortogonale alle fibre
ρ	500	Kg/m ³	Densità caratteristica
G_{12}	690	MPa	Modulo di taglio
ν_{12}	0	MPa	Coefficiente di contrazione trasversale

Per quanto riguarda i connettori, invece, si tratta sempre di viti, aventi diametro $d = 4,5 \text{ mm}$ e carico di rottura pari a $f_u = 600 \text{ MPa}$.

2.3 Caso studio n°1

Si tratta di un singolo pannello X-Lam di dimensioni 3 m per 3 m. I carichi applicati sulla sua sommità vogliono simulare quelli derivanti dalla copertura di un edificio ad un singolo piano fuori terra. Noti i carichi verticali gravanti sul pannello è stato fatto un pre-dimensionamento dello stesso sulla base di abachi presenti nel catalogo *Stora Enso Building and Living* 2012; i dettagli di questi calcoli sono omessi in questo contesto per brevità; questi i risultati ottenuti:

Pannello C3s		
Spessore complessivo	90	mm
Spessore lamelle dir. Y	30+30	mm
Spessore lamelle dir. X	30	mm

I profili di convergenza riportati nelle figure 2.5 e 2.7, nonché l'andamento della frequenza del primo modo di vibrare (figura 2.4), presentano tre curve ciascuno, identificate dagli indici 1, 2 e 3, con questo significato:

Configurazione n°1 In questa prima configurazione i connettori di primo tentativo sono 61, per quanto riguarda quelli a taglio alla base del pannello e 8 per ciascun hold-down presente.

Configurazione n°2 In questo caso, sempre con riferimento al *primo tentativo*, sono presenti 1,5 connettori a taglio alla base del pannello e 8 per ciascun hold-down presente.

Configurazione n°3 In questo caso, sempre con riferimento al *primo tentativo*, sono presenti 61 connettori a taglio alla base del pannello e 2 per ciascun hold-down presente.

L'obiettivo è controllare l'andamento della convergenza ed il numero di connettori a convergenza avvenuta, in funzione dei connettori di primo tentativo. Come si può vedere bene dai grafici riportati, il metodo è *sensibile* al numero di connettori di primo tentativo *sia* per quanto riguarda il numero di iterazioni necessarie per giungere a convergenza, *sia* per quanto riguarda il numero finale di connettori.

La figura 2.6 riporta il modo fondamentale di vibrazione con riferimento all'ultima iterazione relativa alla configurazione n°1. Anche le figure 2.8 e 2.9, che riportano i risultati ottenuti in termini di tensioni normali in direzione verticale ed in termini di tensioni tangenziali, sono relative all'ultima iterazione della configurazione n°1. In questo caso non è stata riportata la verifica per tensioni normali in direzione orizzontale in quanto non è risultata particolarmente significativa.

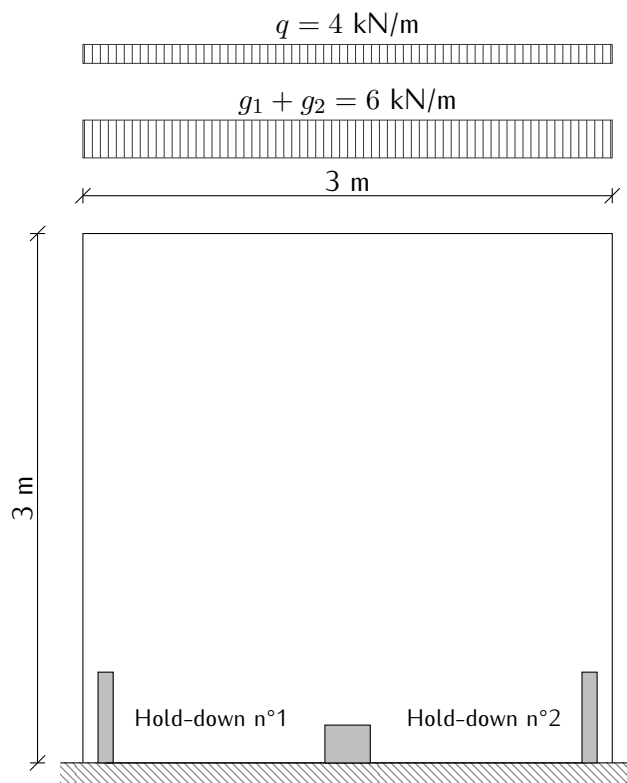


Figura 2.3: Geometria e carichi del caso studio n°1.

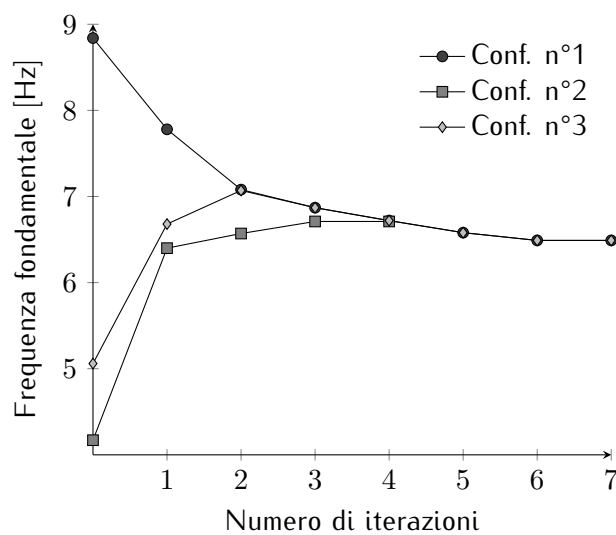


Figura 2.4: Andamento della frequenza del primo modo di vibrare.

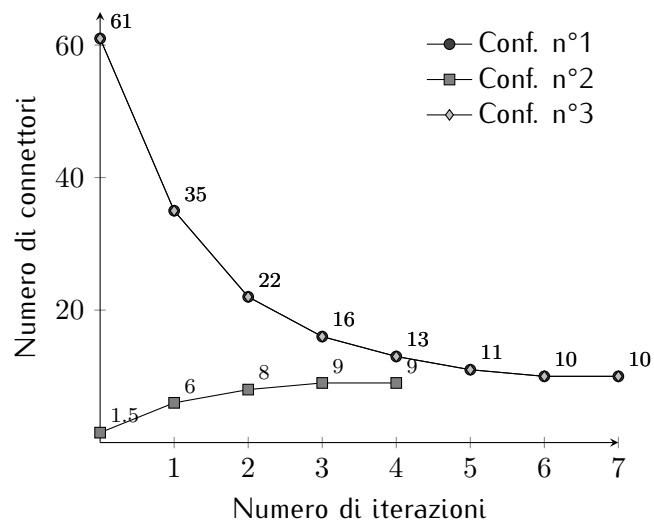


Figura 2.5: Profilo di convergenza delle connessioni a taglio.

Mode shape N°1

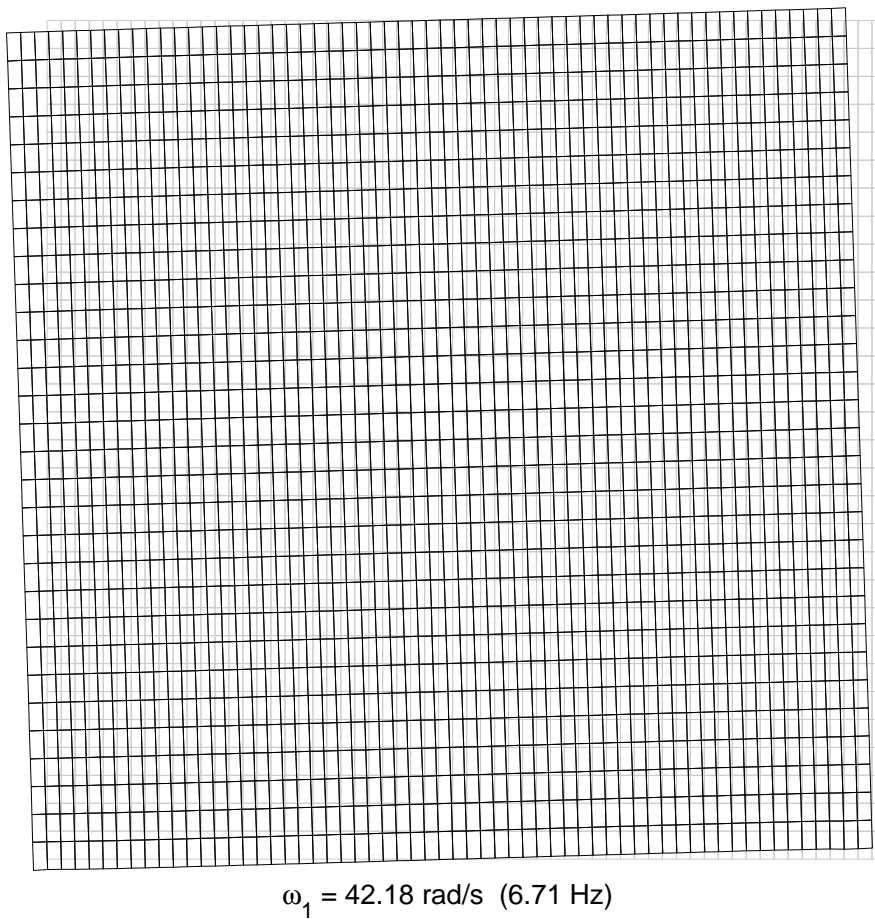
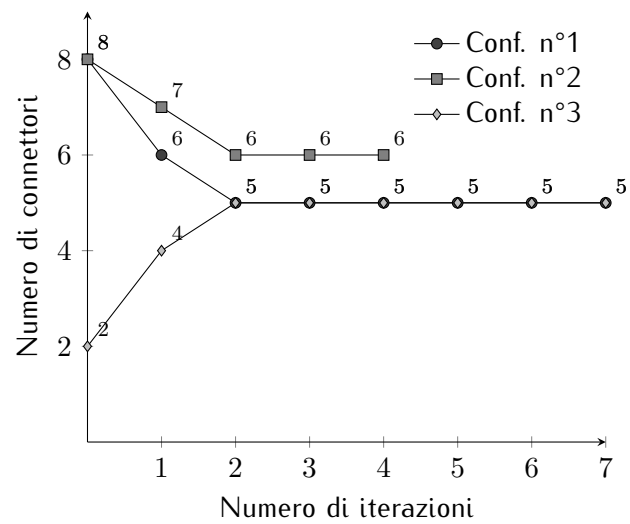
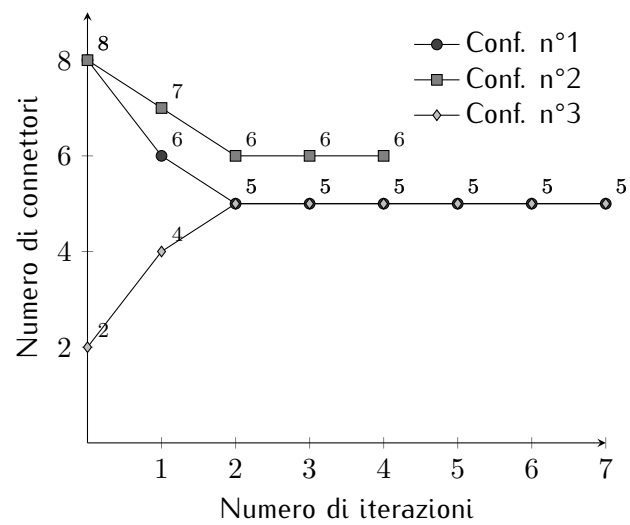


Figura 2.6: Modo fondamentale di vibrazione – Caso n°1 – Ultima iterazione.

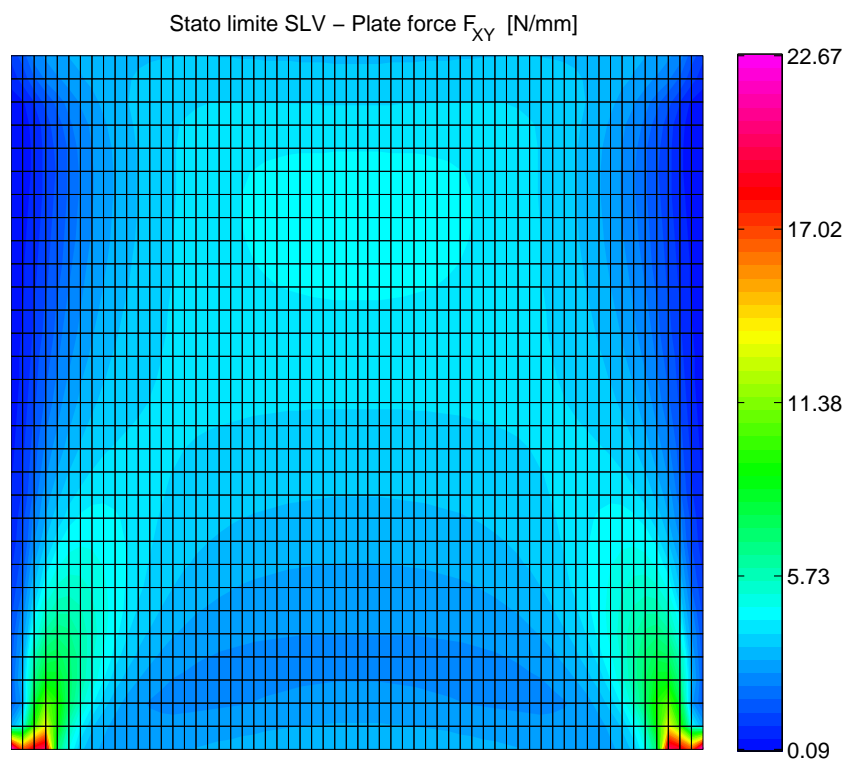


(a) Hold-down n°1.

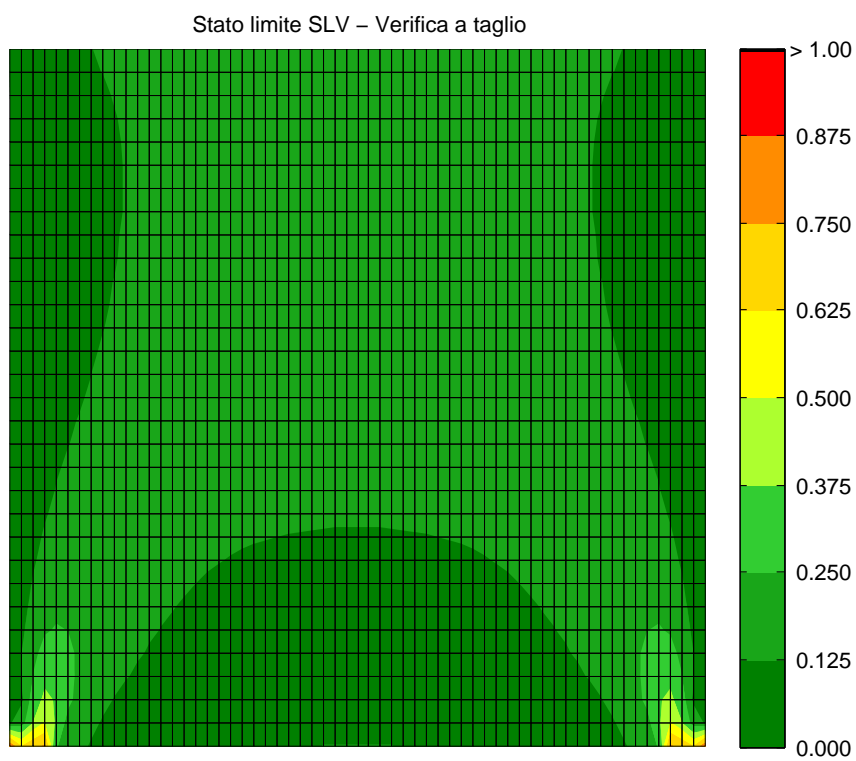


(b) Hold-down n°2.

Figura 2.7: Profili di convergenza delle connessioni a trazione.



(a) Contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

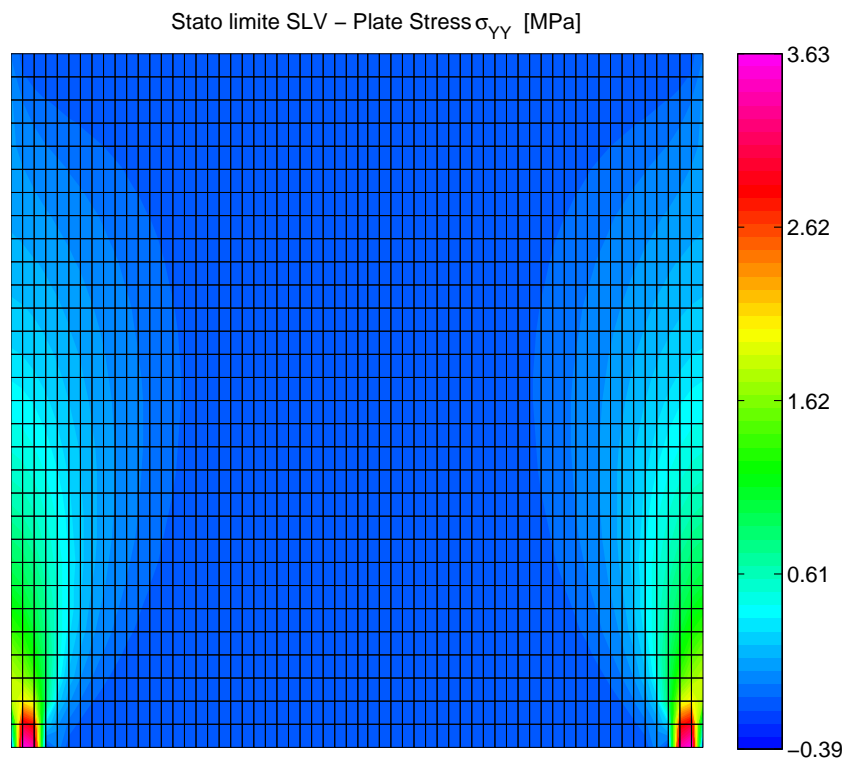


Valore massimo = 0.859

Media pesata = 0.136

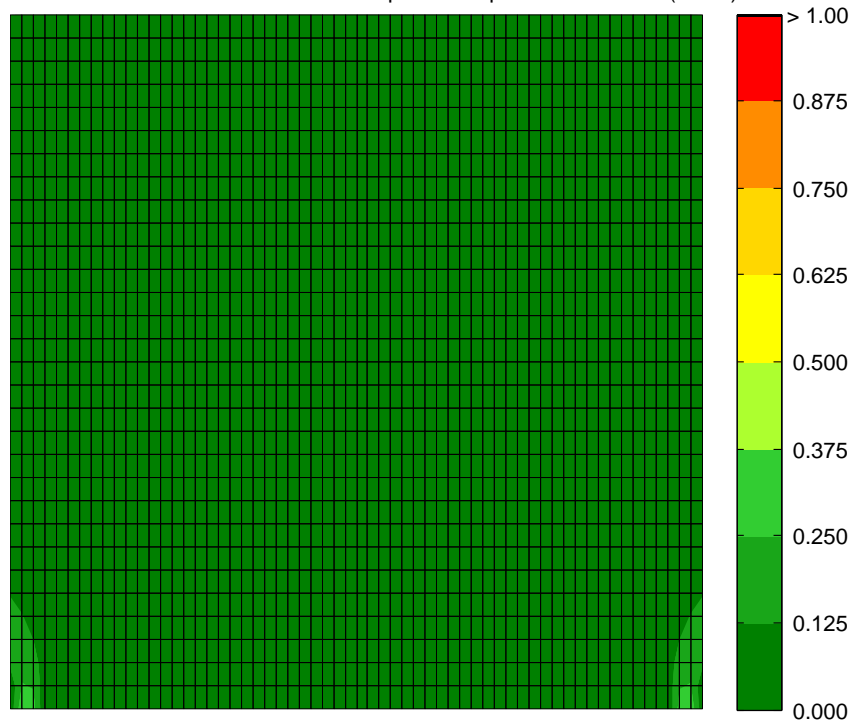
(b) Contour di verifica.

Figura 2.8: Risultati ottenuti in termini di tensioni tangenziali.



(a) Contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

Stato limite SLV – Verifica a trazione/compressione parallela alle fibre (Dir. Y)



Trazione: valore massimo = 0.317 e media pesata = 0.030
Compressione: valore massimo = 0.022 e media pesata = 0.006

(b) Contour di verifica.

Figura 2.9: Risultati ottenuti in termini di tensioni normali verticali.

2.4 Caso studio n°2

Si tratta di due pannelli di dimensioni 1,5 m per 3 m collegati tra loro mediante un giunto verticale, come evidenziato nella figura 2.10. Anche in questo caso i carichi applicati sulla sua sommità vogliono simulare quelli derivanti dalla copertura di un edificio ad un singolo piano fuori terra. Noti questi è stato fatto un pre-dimensionamento del pannello sulla base di abachi presenti nel catalogo *Stora Enso Building and Living* 2012; i dettagli di questi calcoli sono omessi in questo contesto per brevità; questi i risultati ottenuti:

Pannello C3s		
Spessore complessivo	90	mm
Spessore lamelle dir. Y	30+30	mm
Spessore lamelle dir. X	30	mm

Anche in questo caso sono presenti più configurazioni di connettori di primo tentativo; i profili di convergenza riportati nelle figure 2.12, 2.13 e 2.14, nonché l'andamento della frequenza del primo modo di vibrare (figura 2.11), presentano quattro curve ciascuno, identificate dagli indici 1, 2, 3 e 4, con questo significato:

Configurazione n°1 In questa prima configurazione i connettori di primo tentativo sono 31, per quanto riguarda quelli a taglio alla base del pannello, mentre ci sono 12 per ciascun hold-down presente; nel giunto verticale sono invece presenti complessivamente 62 connettori.

Configurazione n°2 In questo caso, sempre con riferimento al *primo tentativo*, sono presenti 0,78 connettori a taglio alla base del pannello e 12 per ciascun hold-down presente; nel giunto verticale sono presenti ancora 62 connettori.

Configurazione n°3 In questo caso, sempre con riferimento al *primo tentativo*, sono presenti 31 connettori a taglio alla base del pannello e 12 per ciascun hold-down presente, mentre nel giunto verticale sono presenti 1,5 connettori.

Configurazione n°4 Quest'ultima configurazione presenta lo stesso numero di connettori di quelle precedenti, per quanto riguarda le connessioni a trazione, mentre presenta 0,78 connettori a taglio alla base del pannello ed 1,5 connettori nel giunto verticale.

Le figure 2.15 e 2.16 riportano i risultati ottenuti in termini di tensioni normali in direzione verticale ed in termini di tensioni tangenziali. Anche in questo caso non è stata riportata la verifica per tensioni normali in direzione orizzontale in quanto non è risultata particolarmente significativa. La figura 2.17 riporta il modo fondamentale di vibrazione, con riferimento all'ultima iterazione svolta ed alla configurazione n°1.

Viene ora riportata una tabella contenente le masse partecipanti, espresse in percentuale rispetto a quella complessiva, con riferimento ai modi di vibrare considerati nelle analisi, per ogni configurazione studiata e sempre con riferimento all'ultima iterazione svolta.

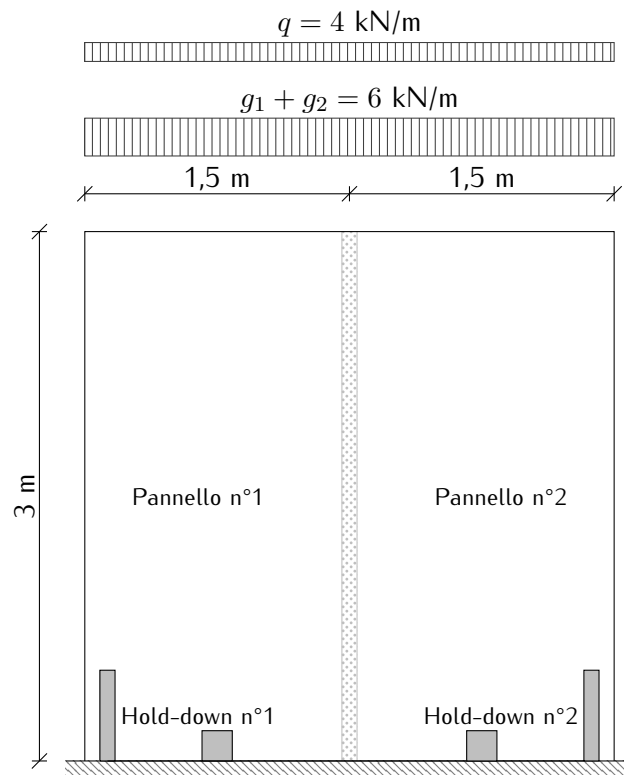


Figura 2.10: Geometria e carichi del caso studio n°2.

Modo n°	Conf. n°1	Conf. n°2	Conf. n°3	Conf. n°4
1	96,83	97,15	96,83	97,01
2	3,55e-25	3,97e-26	3,47e-25	1,80e-26
3	3,15	2,84	3,15	2,89
4	1,24e-04	8,24e-05	1,24e-04	7,37e-05
TOT	99,98	99,99	99,98	99,99

Come si vede bene, data l'estrema semplicità della geometria analizzata, sarebbe stato sufficiente includere nelle analisi solamente il primo modo di vibrare; si è scelto tuttavia di includere i primi quattro per coerenza con tutti gli altri casi studio analizzati.

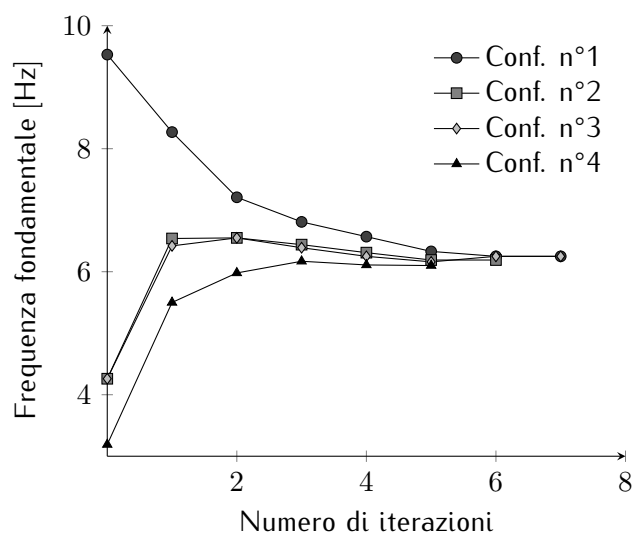


Figura 2.11: Andamento della frequenza del primo modo di vibrare.

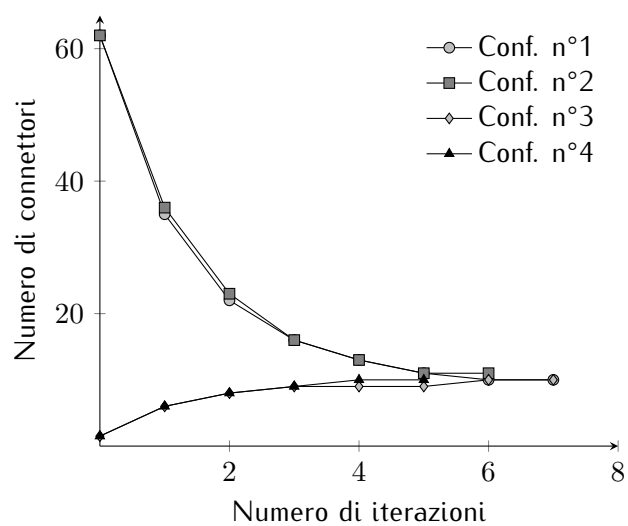
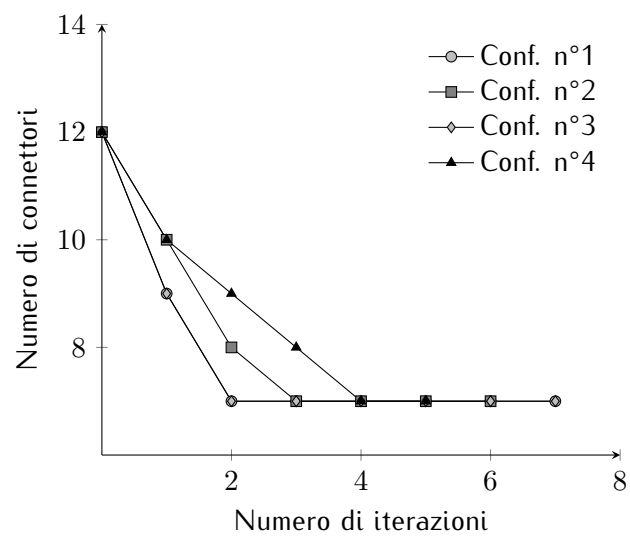
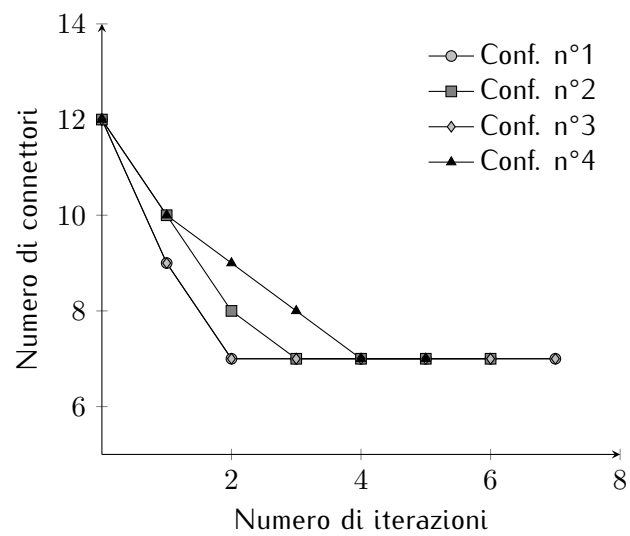


Figura 2.12: Profilo di convergenza dei connettori nel giunto verticale.

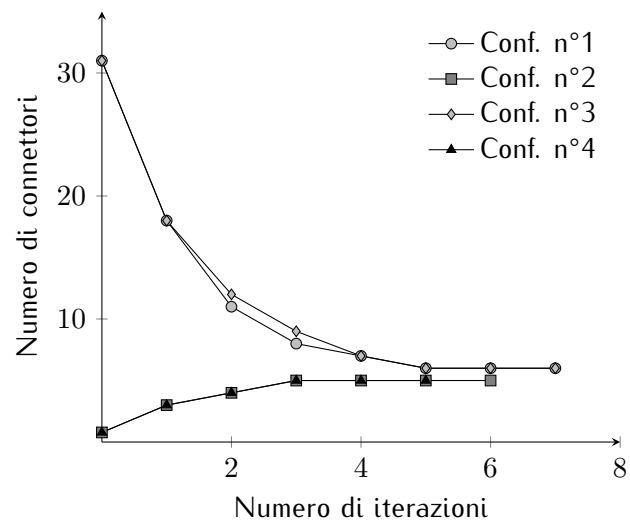


(a) Hold-down n°1.

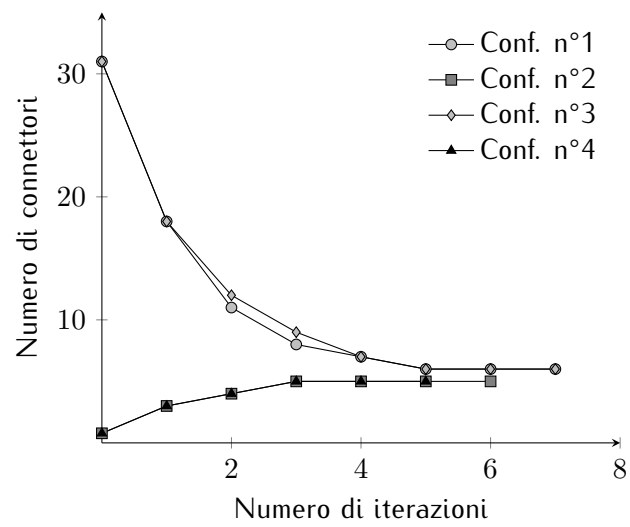


(b) Hold-down n°2.

Figura 2.13: Profili di convergenza delle connessioni a trazione.

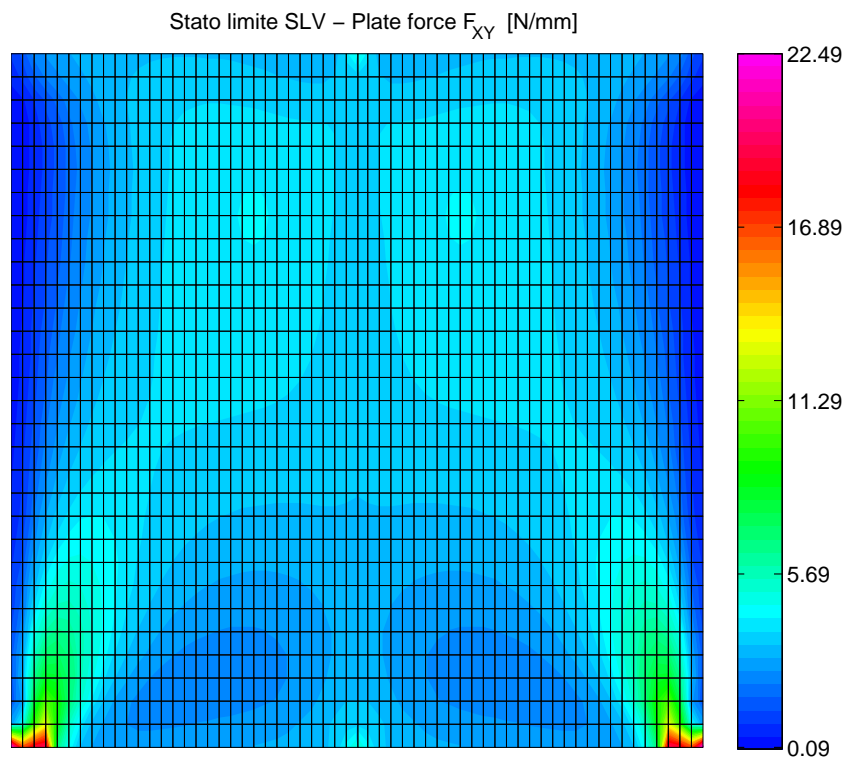


(a) Pannello n°1.

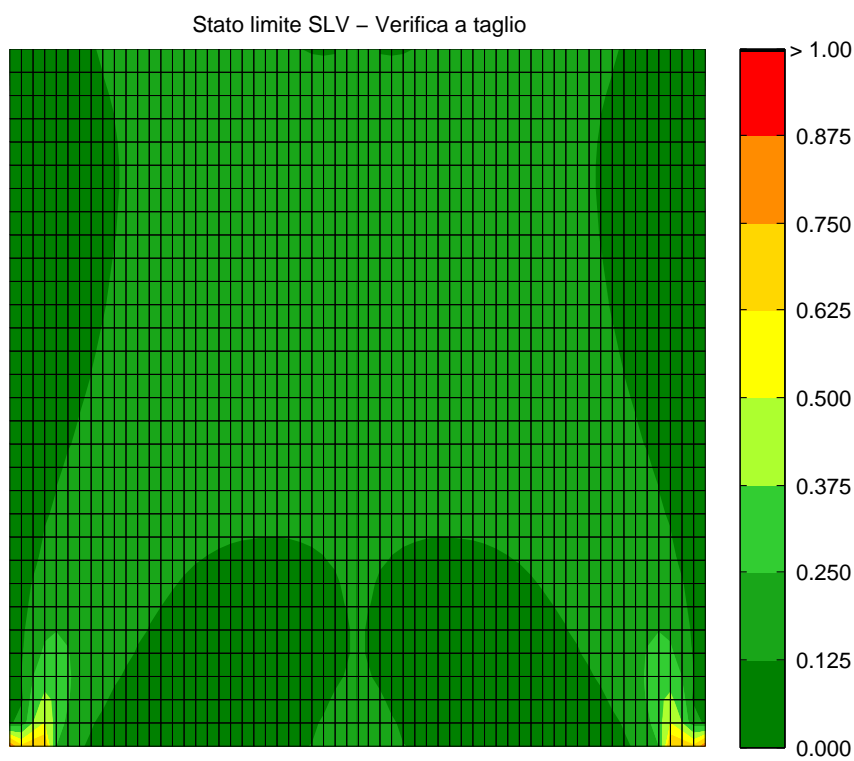


(b) Pannello n°2.

Figura 2.14: Profili di convergenza delle connessioni a taglio.



(a) Contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

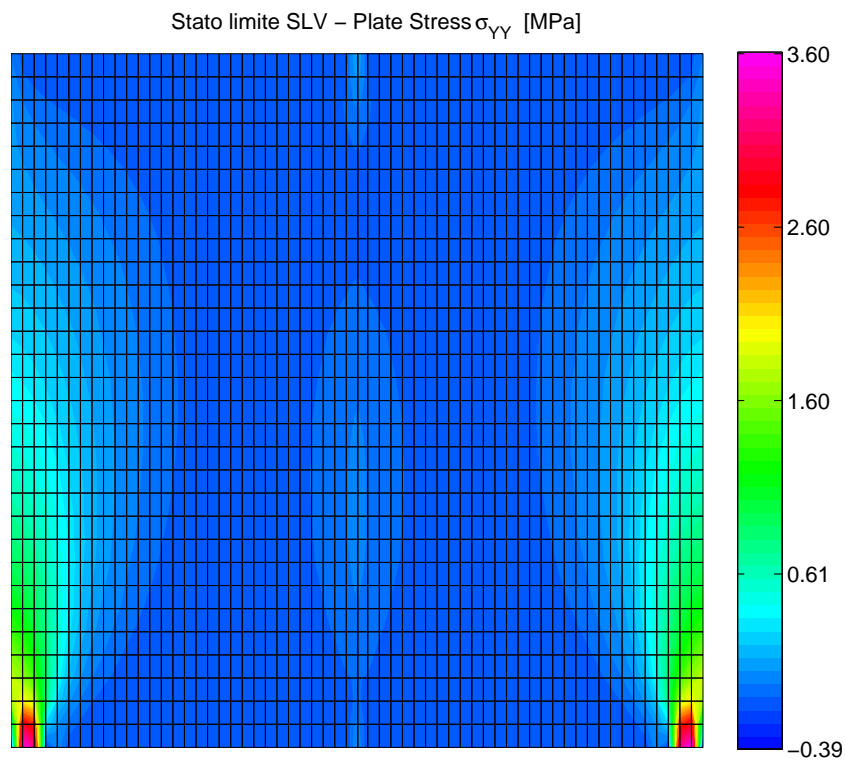


Valore massimo = 0.852

Media pesata = 0.133

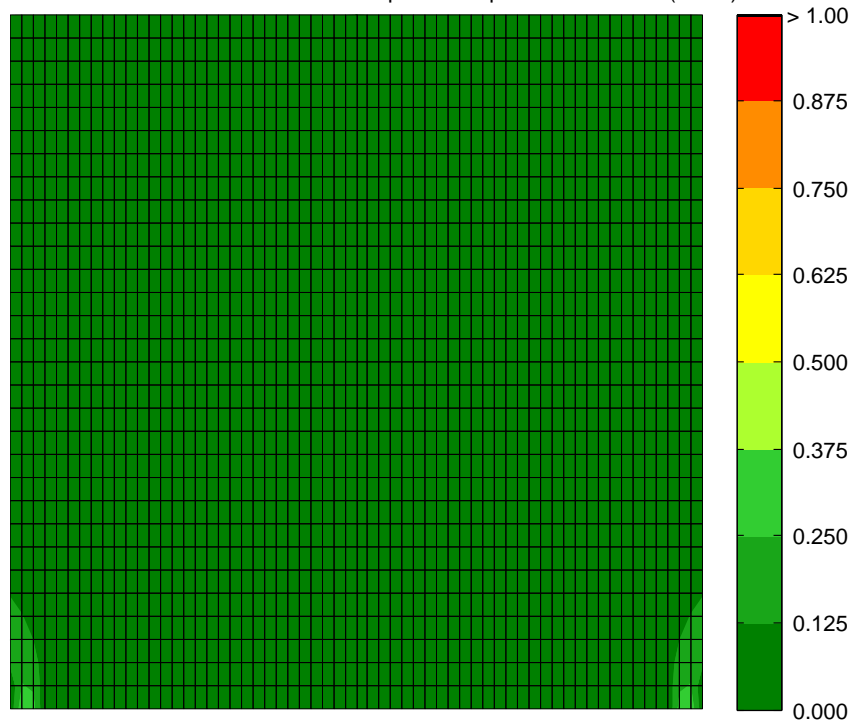
(b) Contour di verifica.

Figura 2.15: Risultati ottenuti in termini di tensioni tangenziali.



(a) Contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

Stato limite SLV – Verifica a trazione/compressione parallela alle fibre (Dir. Y)

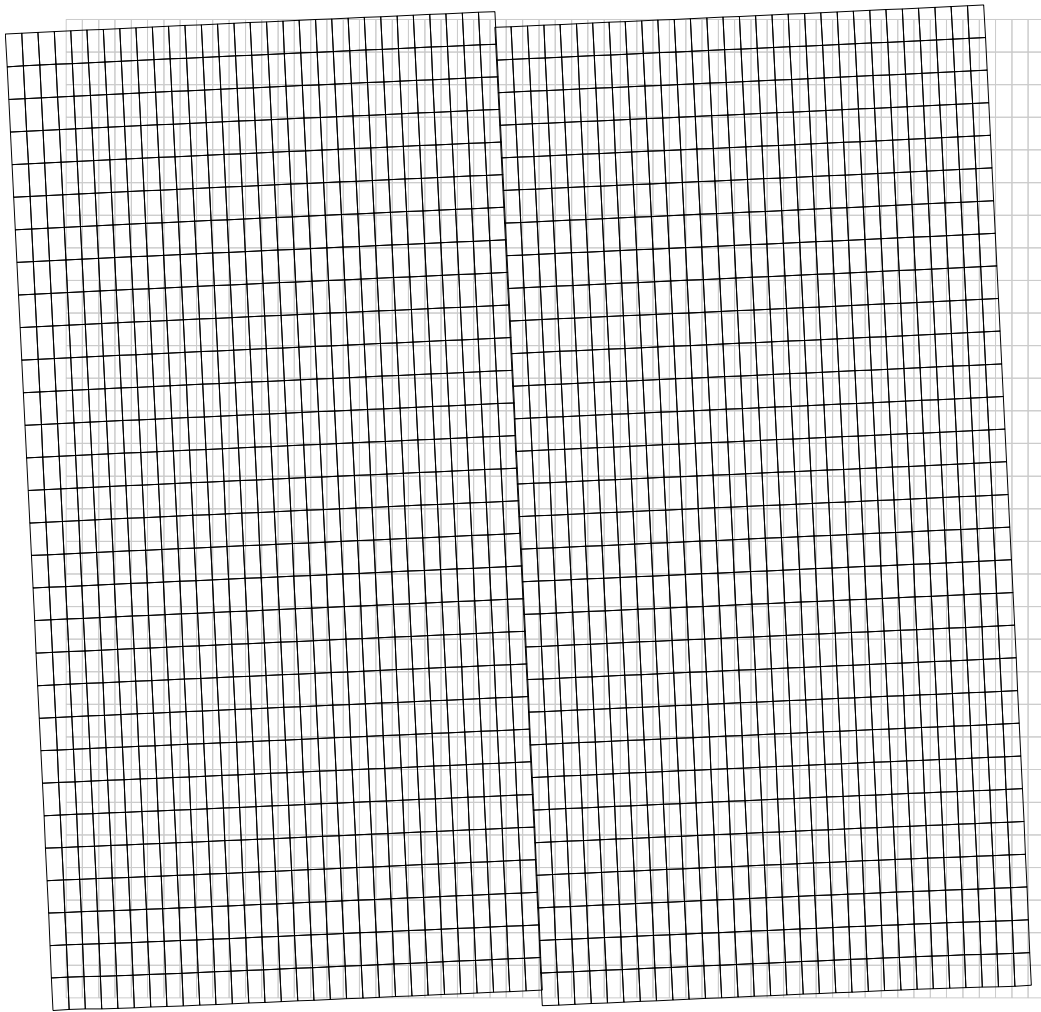


Trazione: valore massimo = 0.315 e media pesata = 0.029
Compressione: valore massimo = 0.022 e media pesata = 0.006

(b) Contour di verifica.

Figura 2.16: Risultati ottenuti in termini di tensioni normali verticali.

Mode shape N°1



$$\omega_1 = 39.26 \text{ rad/s} \quad (6.25 \text{ Hz})$$

Figura 2.17: Modo fondamentale di vibrazione (minor autovalore del sistema) – Ultima iterazione – Configurazione n°1.

2.5 Caso studio n°3

In questo caso la geometria rappresenta due pannelli di una parete a due piani senza aperture. Ogni piano ha un'altezza di 2,8 m, mentre il solaio è stato ipotizzato con uno spessore 200 mm, come evidenziato in figura 2.18. Queste sono le caratteristiche dei pannelli:

Piano terra – Pannello C5s		
Spessore complessivo	100	mm
Spessore lamelle dir. Y	20+20+20	mm
Spessore lamelle dir. X	20+20	mm
Piano primo – Pannello C3s		
Spessore complessivo	90	mm
Spessore lamelle dir. Y	30+30	mm
Spessore lamelle dir. X	30	mm

Anche in questo caso sono presenti più configurazioni di connettori di primo tentativo; i profili di convergenza riportati nelle figure 2.20, 2.21, 2.22 e 2.23, nonché l'andamento della frequenza del primo modo di vibrare (figura 2.19), presentano due curve ciascuno, identificate dagli indici 1 e 2, con questo significato:

Configurazione n°1 In questo caso tutti e quattro gli hold-down presentano 12 connettori ciascuno, mentre alla base dei pannelli ed in sommità al primo sono stati disposti 1,5 connettori.

Configurazione n°2 In questo caso tutti e quattro gli hold-down presentano 12 connettori ciascuno, mentre alla base dei pannelli ed in sommità al primo sono stati disposti 61 connettori.

Quello che varia, quindi, è solamente il numero di connettori a taglio dei pannelli.

Le figure 2.26 e 2.27 riportano i risultati ottenuti in termini di tensioni normali in direzione verticale, mentre nelle figure 2.24 e 2.25 sono riportati i risultati in termini di tensioni tangenziali. Anche in questo caso non è stata riportata la verifica per tensioni normali in direzione orizzontale in quanto non è risultata particolarmente significativa. Le figure 2.20, 2.21, 2.22 e 2.23 riportano i profili di convergenza per tutte le connessioni presenti nella parete, mentre in figura 2.28 è riportato il modo fondamentale di vibrazione, con riferimento all'ultima iterazione svolta ed alla configurazione n°2.

Anche per questo caso studio, viene ora riportata una tabella contenente le masse partecipanti, espresse in percentuale rispetto a quella complessiva, con riferimento ai modi di vibrare considerati nelle analisi, per ogni configurazione studiata e sempre con riferimento all'ultima iterazione svolta. Si ricorda che, con riferimento alla norma *D.M. 14-01-2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*, vanno inclusi nelle analisi tutti i modi di vibrare che hanno massa partecipante superiore al 5% e, comunque, un numero di modi tale che la sommatoria della relativa massa partecipante sia superiore al 85% della massa complessiva.

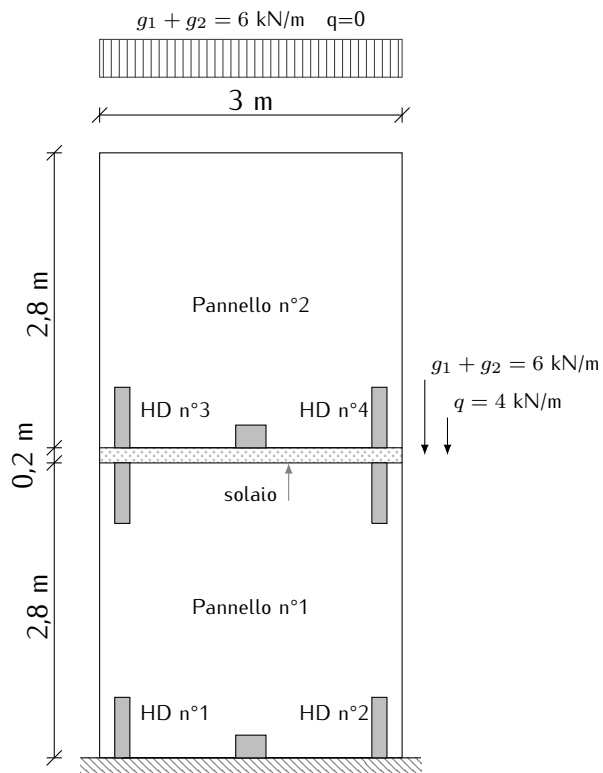


Figura 2.18: Geometria e carichi del caso studio n°3.

Modo n°	Conf. n°1	Conf. n°2
1	81,26	81,11
2	16,57	16,71
3	2,02	2,02
4	0,04	0,04
TOT	99,89	99,89

In questo caso, nonostante la geometria analizzata sia ancora estremamente semplice, il primo modo di vibrare non è sufficiente per raggiungere una percentuale di massa partecipante che rispetti i vincoli posti dalla normativa; è comunque evidente come i modi superiori al secondo siano del tutto influenti e si sarebbero comunque potuti trascurare.

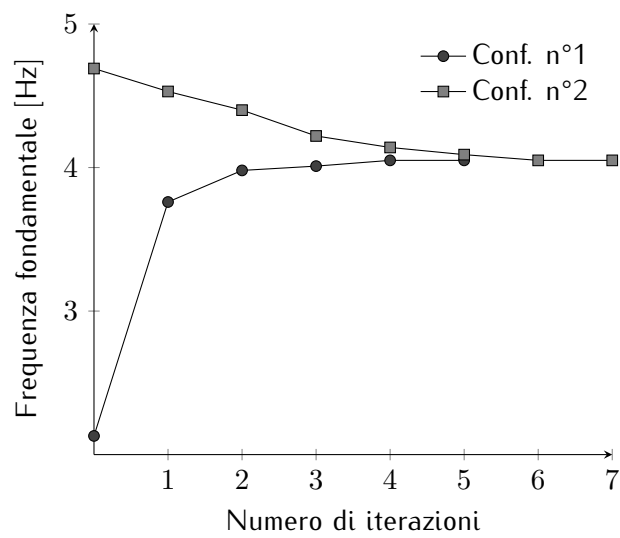


Figura 2.19: Andamento della frequenza del primo modo di vibrare.

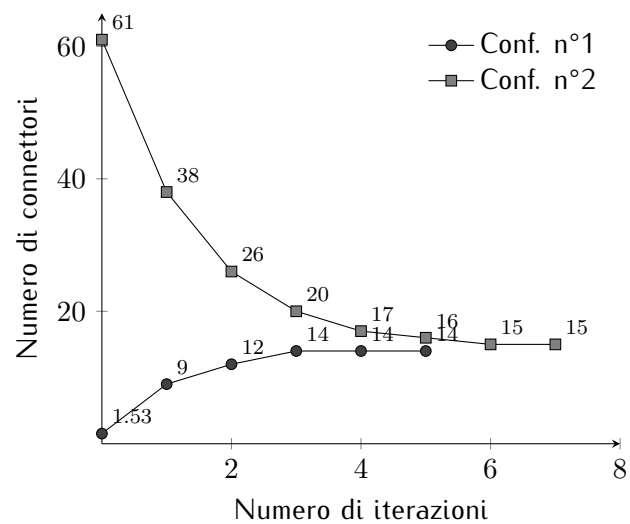
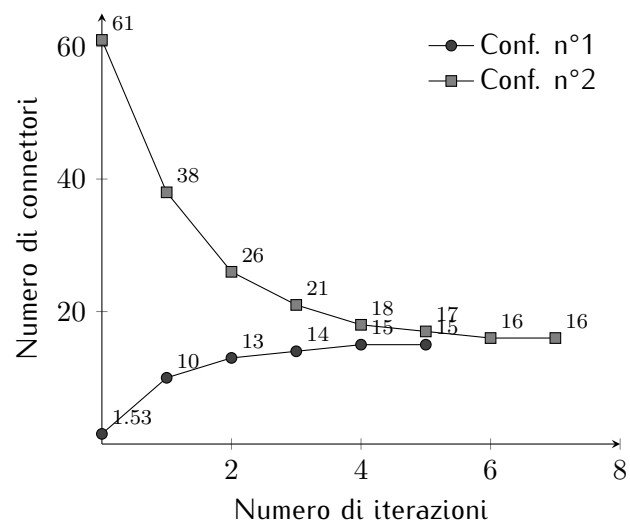
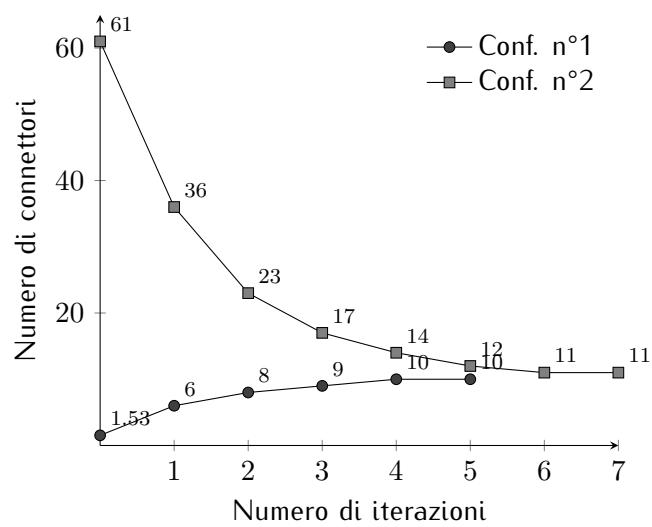


Figura 2.20: Profilo di convergenza dei connettori a taglio tra il solaio e la parete inferiore.

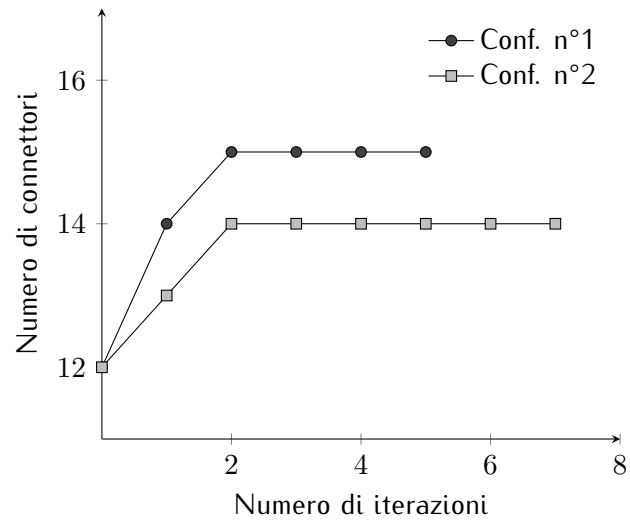


(a) Pannello n°1.

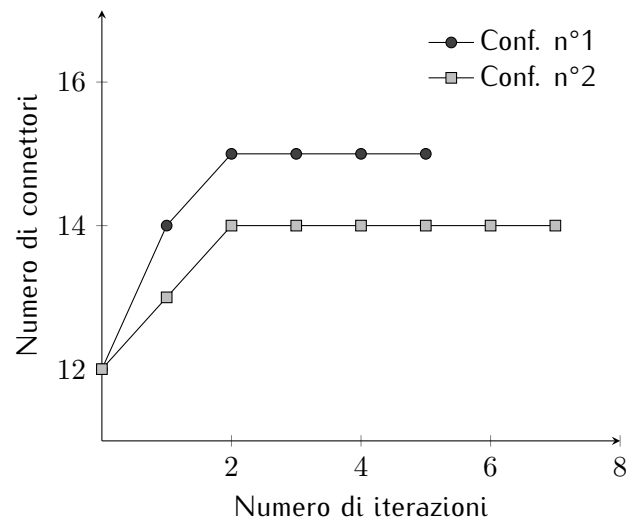


(b) Pannello n°2.

Figura 2.21: Profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli.

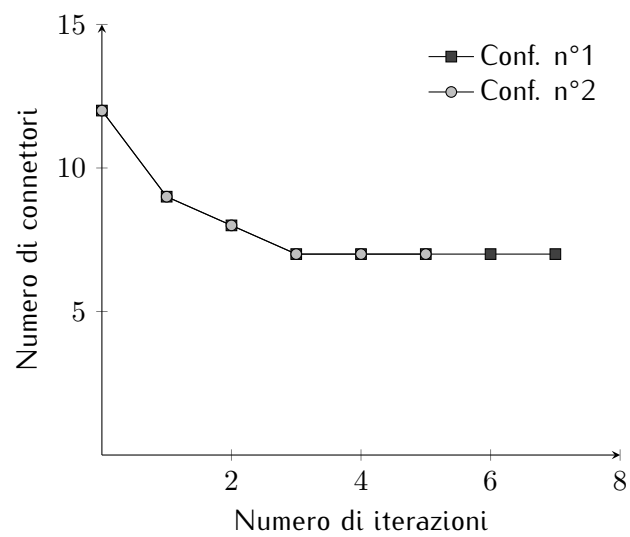


(a) Hold-down n°1.

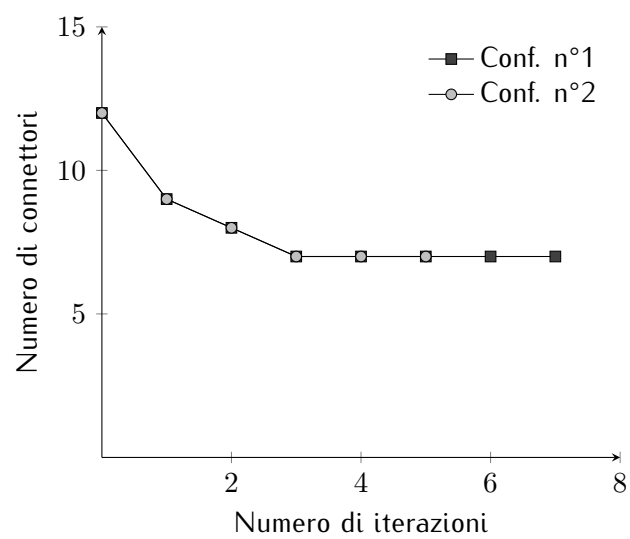


(b) Hold-down n°2.

Figura 2.22: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (1/2).



(a) Hold-down n°3.



(b) Hold-down n°4.

Figura 2.23: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (2/2).

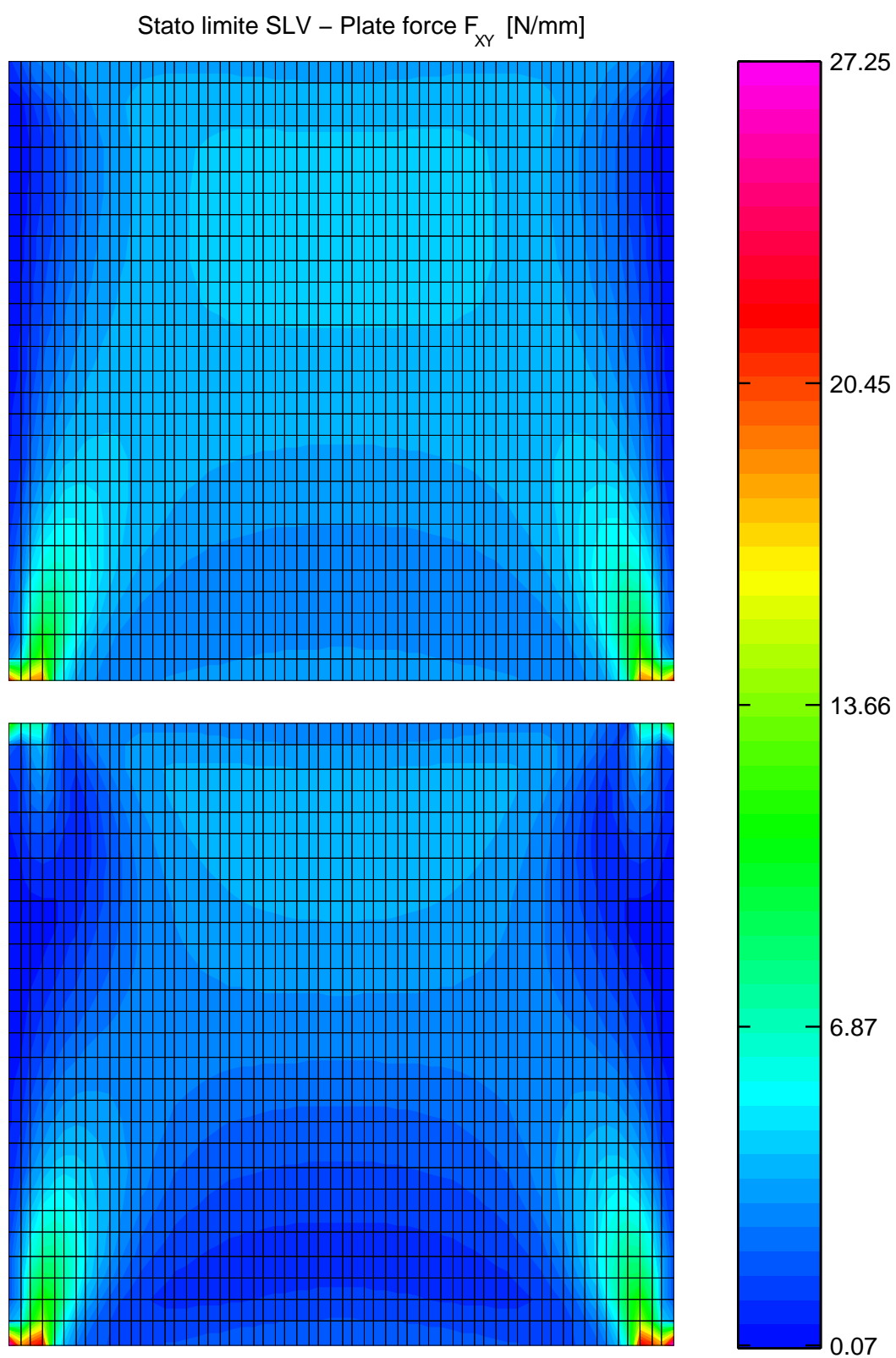


Figura 2.24: Tensioni tangenziali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

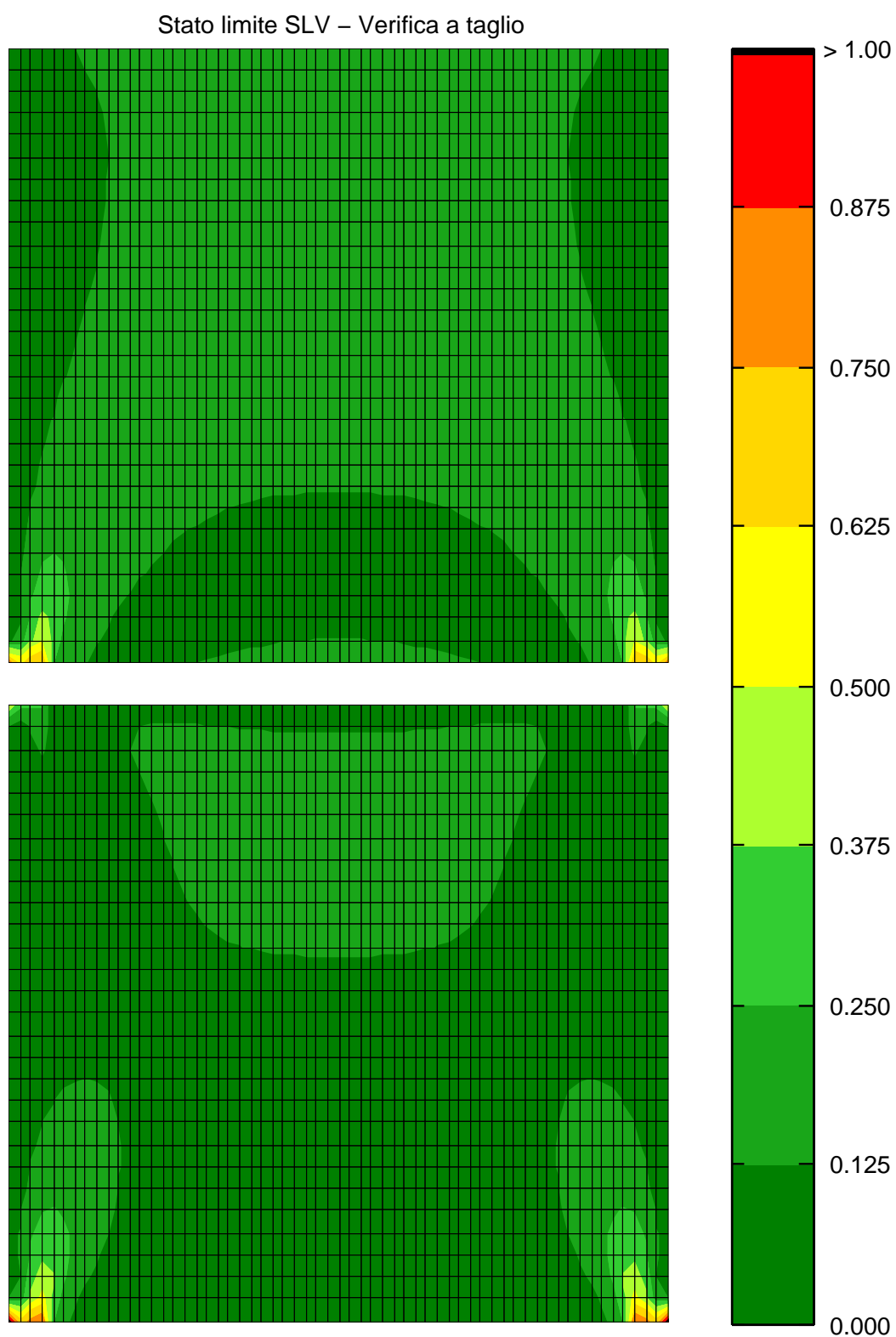


Figura 2.25: Tensioni tangenziali; contour di verifica.

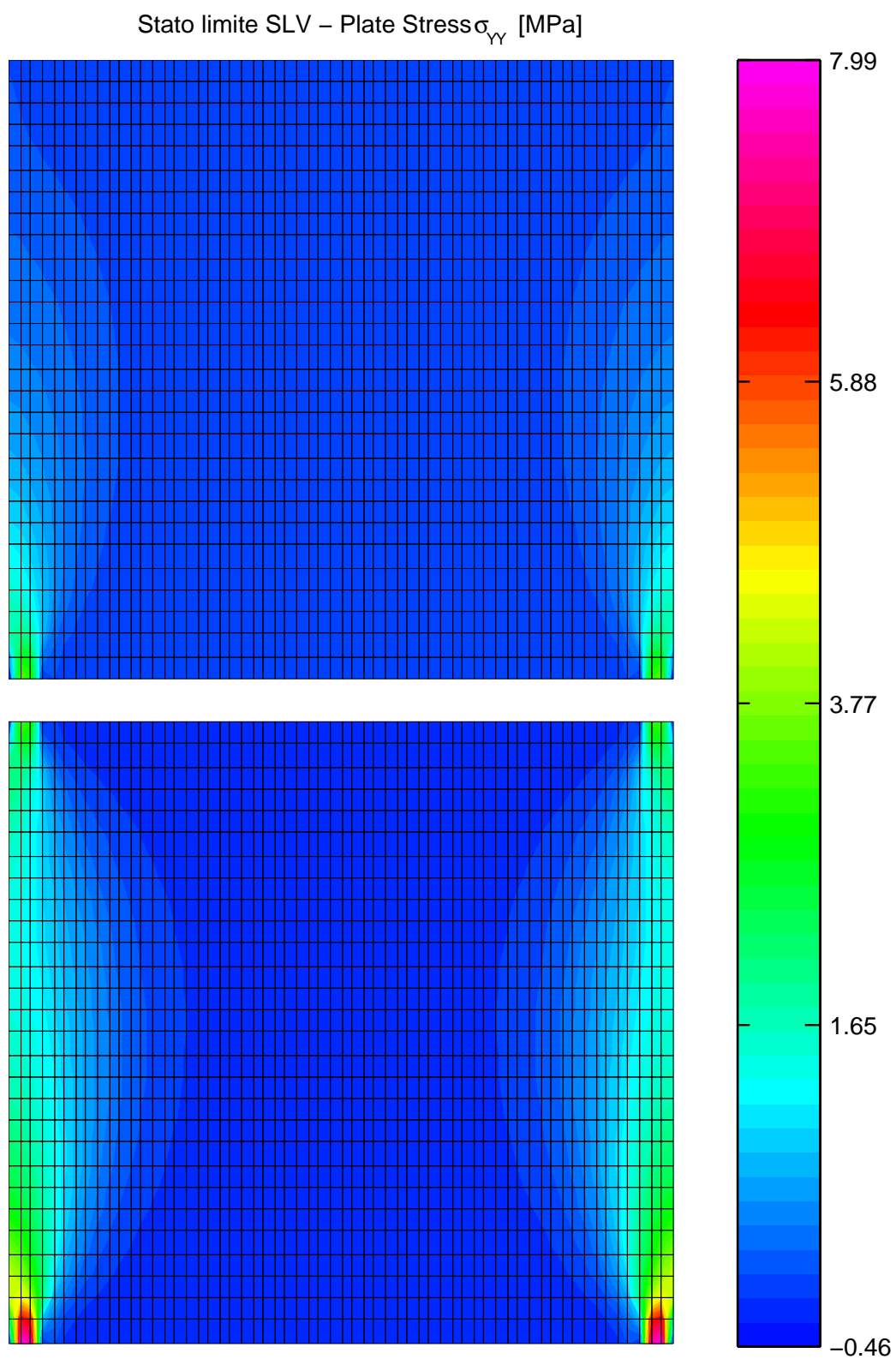


Figura 2.26: Tensioni normali verticali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

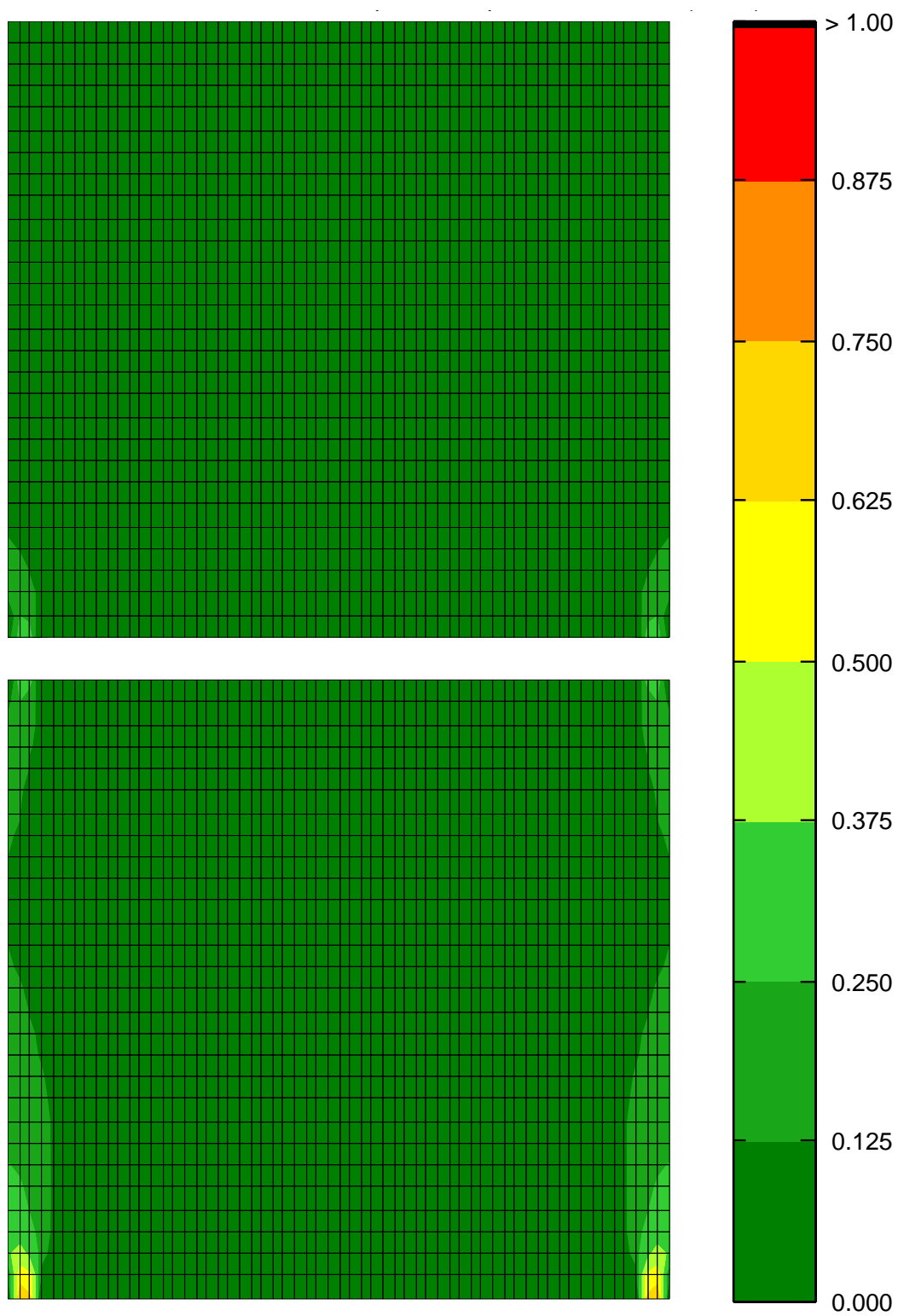
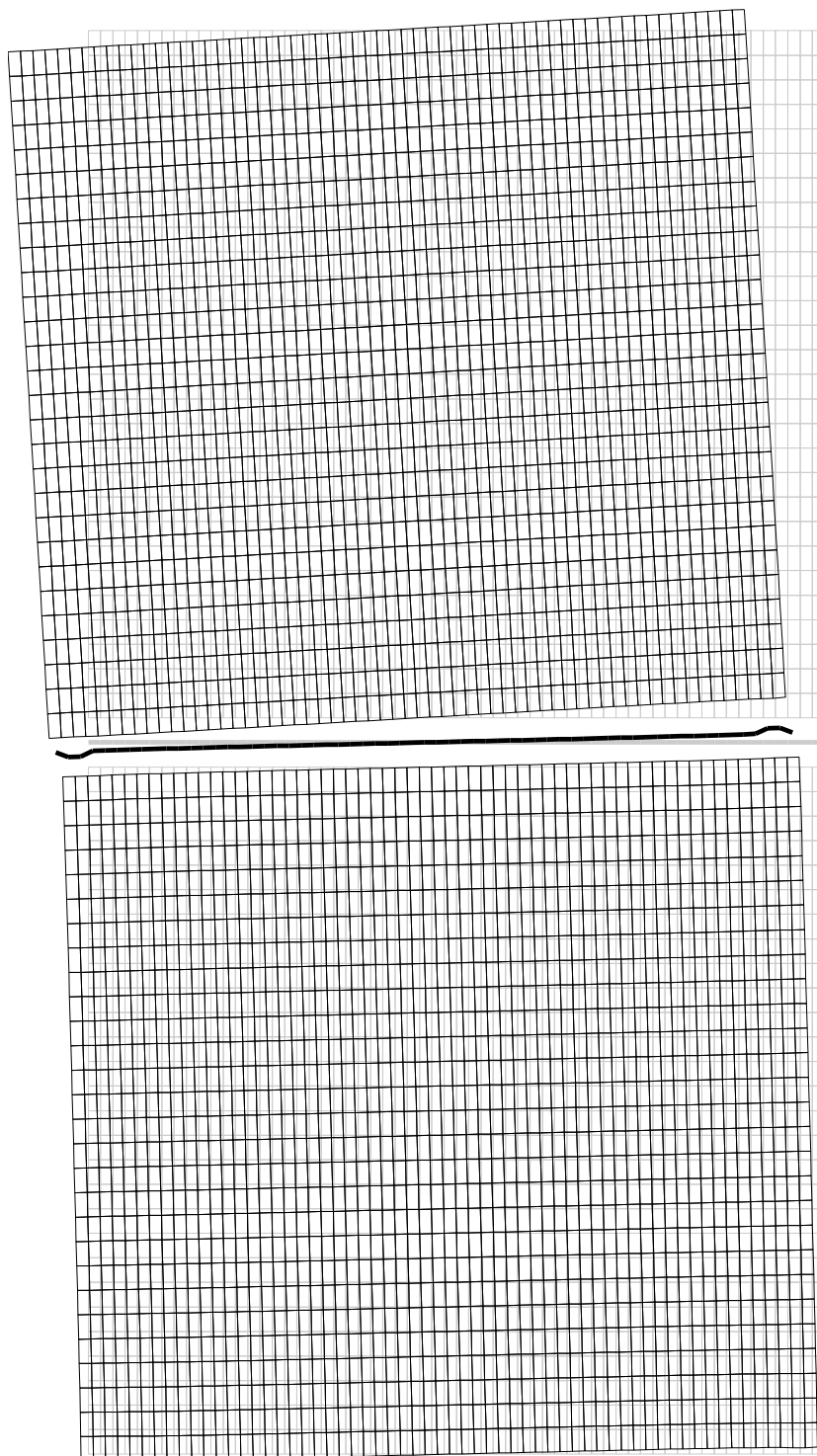


Figura 2.27: Tensioni normali verticali; contour di verifica.

Mode shape N°1



$$\omega_1 = 25.46 \text{ rad/s (4.05 Hz)}$$

Figura 2.28: Modo fondamentale di vibrazione – Ultima iterazione.

2.6 Caso studio n°4

Si tratta di una parete di un edificio di tre piani, che gode della proprietà di regolarità sia in altezza sia in pianta; la geometria è presentata in figura 2.29. Per i carichi applicati vale ancora la tabella 2.1, cui si rimanda per i dettagli. I pannelli X-Lam individuati dal pre-dimensionamento sono:

Piano terra – Pannelli C5s		
Spessore complessivo	100	mm
Spessore lamelle dir. Y	20+20+20	mm
Spessore lamelle dir. X	20+20	mm
Piani primo e secondo – Pannello C3s		
Spessore complessivo	90	mm
Spessore lamelle dir. Y	30+30	mm
Spessore lamelle dir. X	30	mm

In questo caso studio non sono state analizzate diverse possibili configurazioni iniziali per quanto riguarda il numero di connettori. Le figure 2.31 e 2.32 riportano i profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli. A questo proposito si sottolinea come il pannello n°2 sia sprovvisto di connessioni a taglio alla sua base in quanto rappresenta l'architrave, o fascia di piano che dir si voglia, che collega i pannelli n°1 e n°3. La figura 2.33 riporta invece i profili di convergenza dei due giunti verticali presenti nella parete, situati entrambi al piano terra. Le figure 2.34, 2.35, 2.36 e 2.37 riportano i profili di convergenza di tutti e otto gli hold-down presenti nella parete. Le figure 2.38 e 2.39 riportano infine i profili di convergenza delle connessioni a taglio in sommità ai pannelli. Le restanti immagini riportano i contour di tensione, con relative verifiche, ed il modo fondamentale di vibrare, sempre con riferimento all'ultima iterazione svolta. Per quanto riguarda i valori di massa *messi in movimento* dal sisma, si riportano qui sotto i relativi valori, con riferimento ai modi considerati nell'analisi:

Modo	Massa partecipante	
	[t]	[%]
1	14,98	85,22
2	1,61	9,16
3	0,75	4,28
4	6,37e-4	0,00
Tot.	17,38	98,66

Anche in questo caso, quindi, sarebbe stato possibile includere nell'analisi solamente i primi due modi di vibrare.

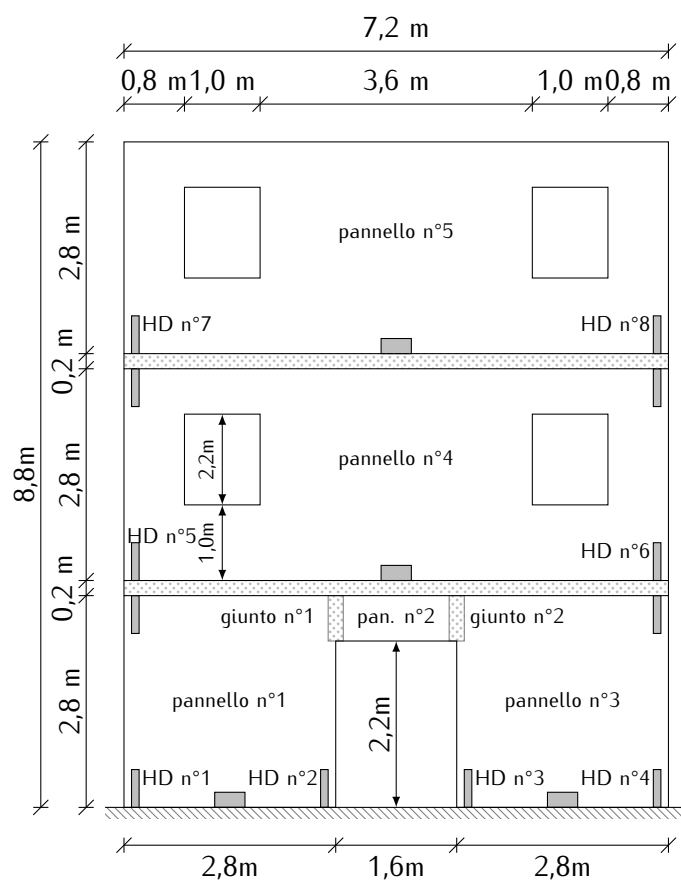


Figura 2.29: Geometria del caso studio n°4.

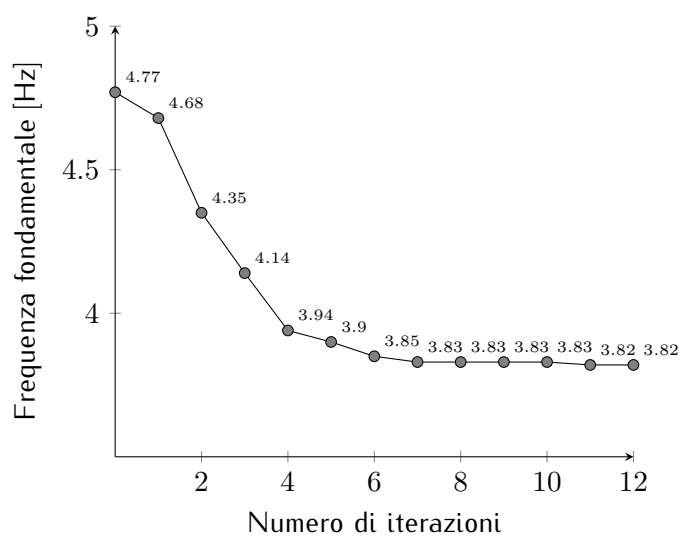
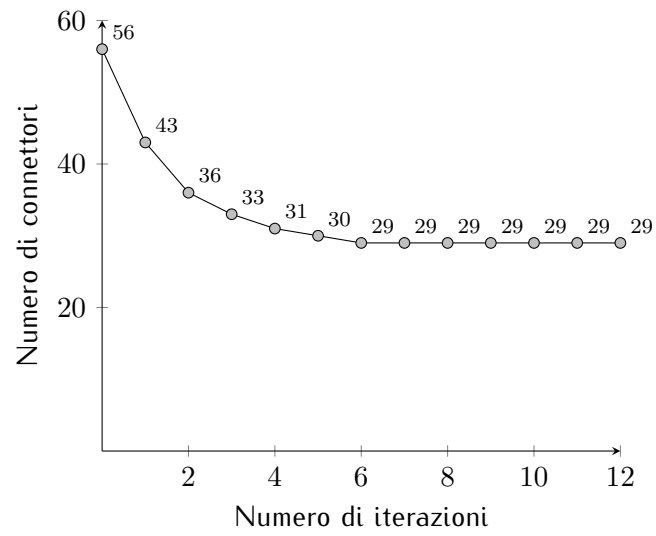
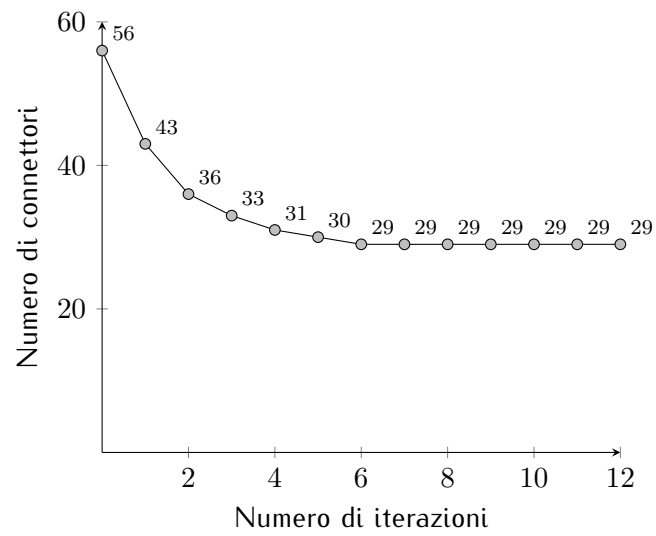


Figura 2.30: Andamento della frequenza del primo modo di vibrare.

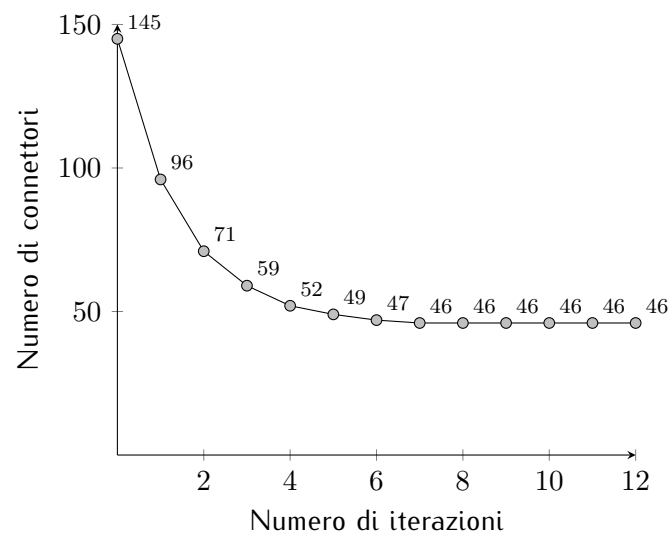


(a) Pannello n°1.

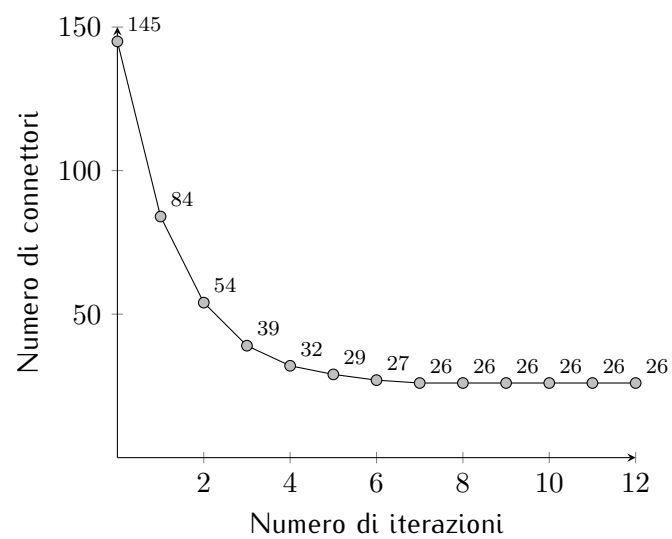


(b) Pannello n°3.

Figura 2.31: Profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli (1/2).

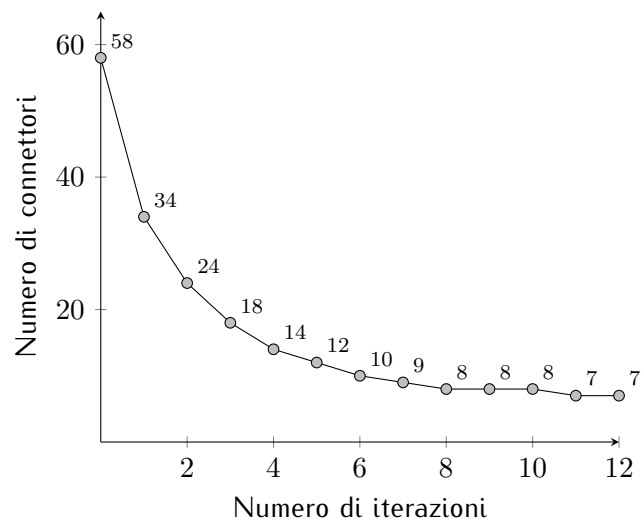


(a) Pannello n°4.

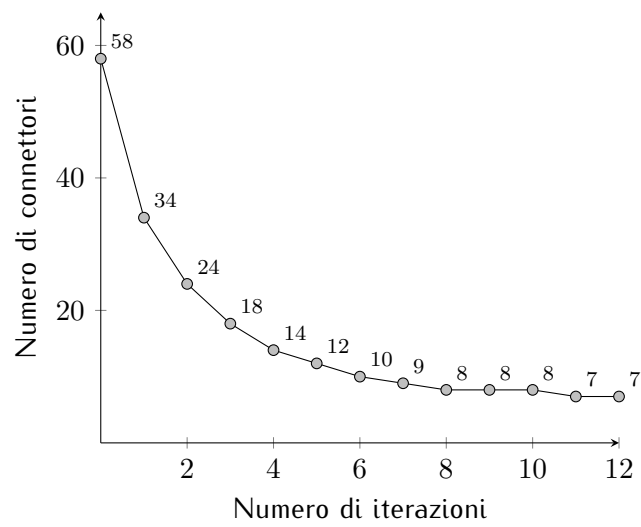


(b) Pannello n°5.

Figura 2.32: Profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli (2/2).



(a) Giunto n°1.



(b) Giunto n°2.

Figura 2.33: Profilo di convergenza dei connettori nei giunti verticali.

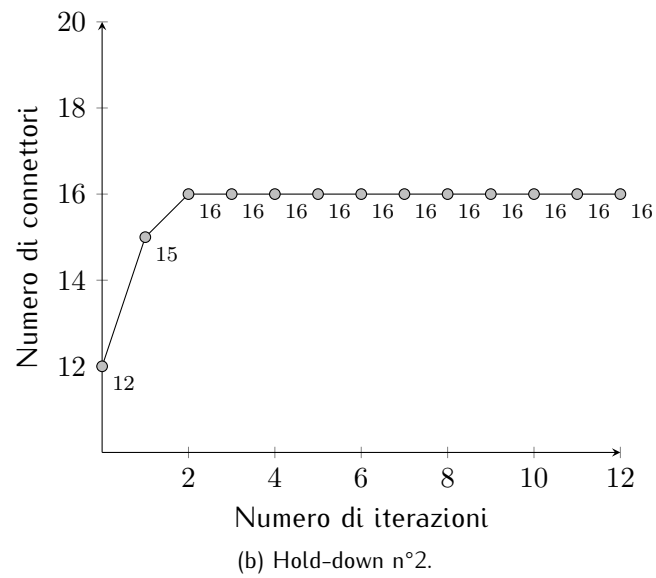
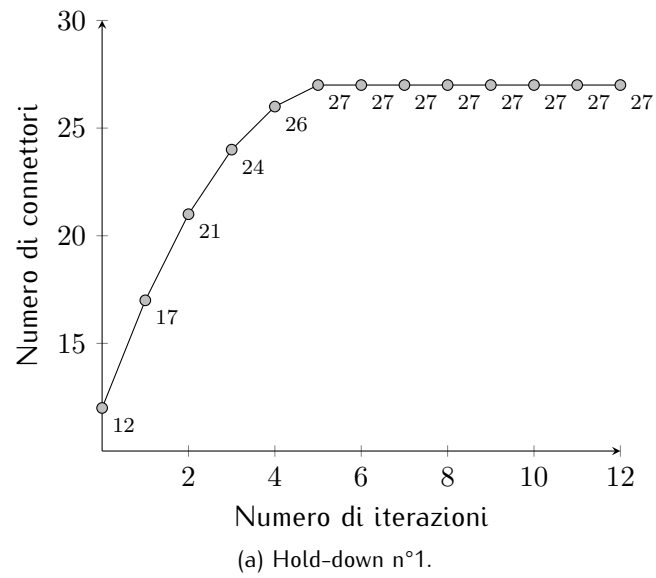


Figura 2.34: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (1/4).

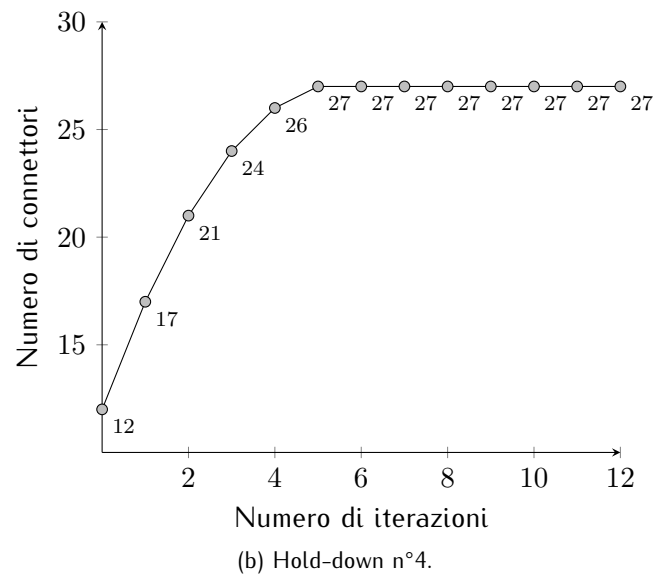
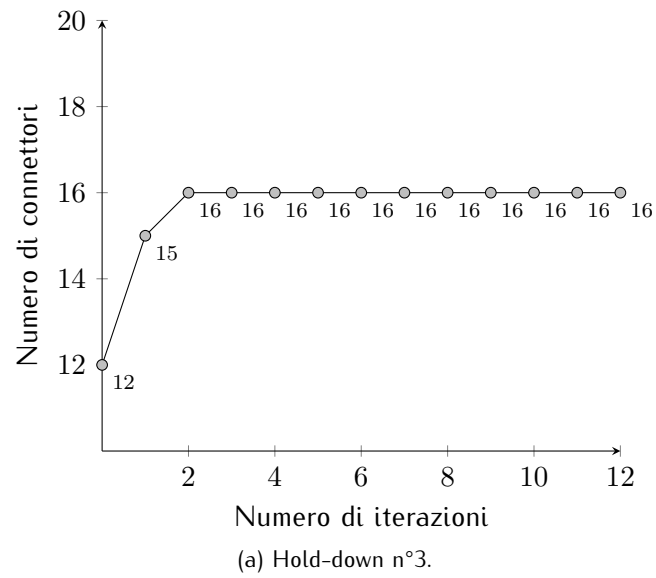
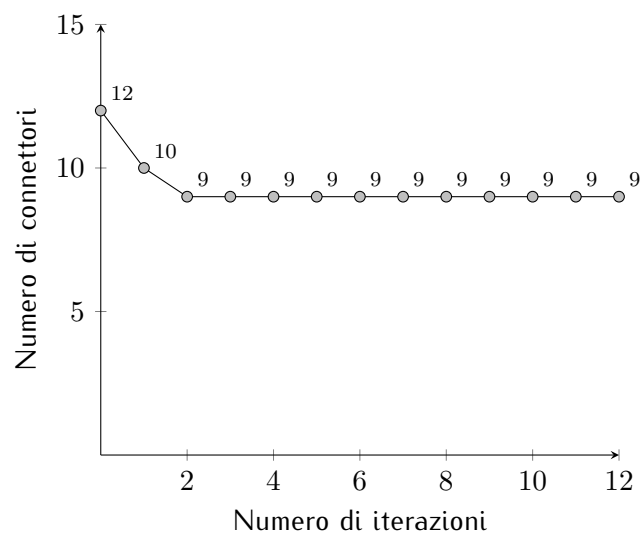
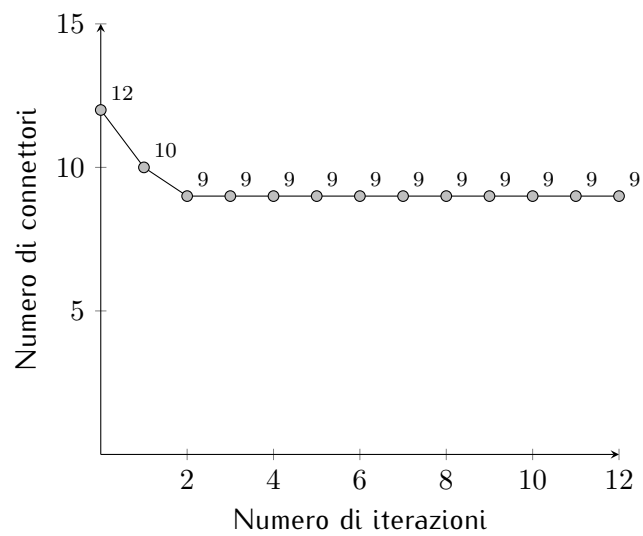


Figura 2.35: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (2/4).

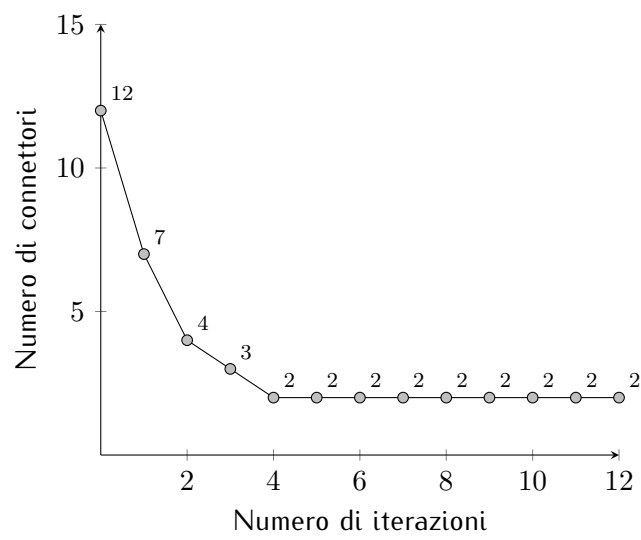


(a) Hold-down n°5.

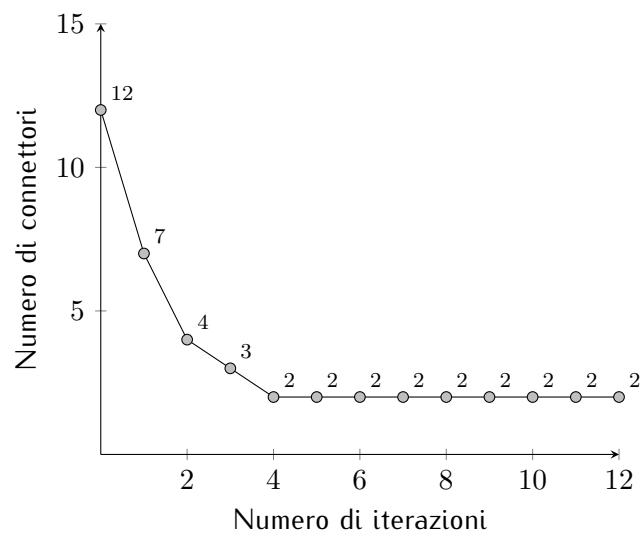


(b) Hold-down n°6.

Figura 2.36: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (3/4).

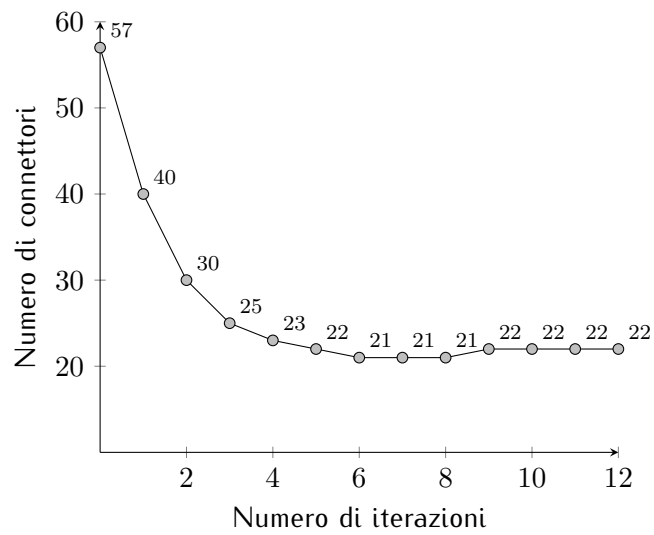


(a) Hold-down n°7.

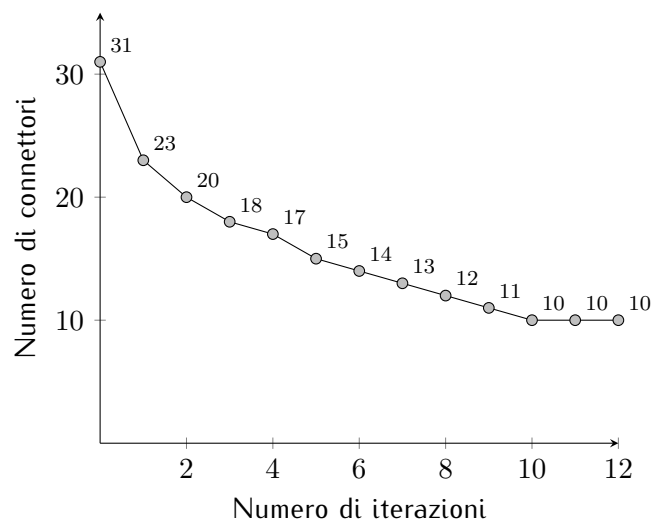


(b) Hold-down n°8.

Figura 2.37: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (4/4).

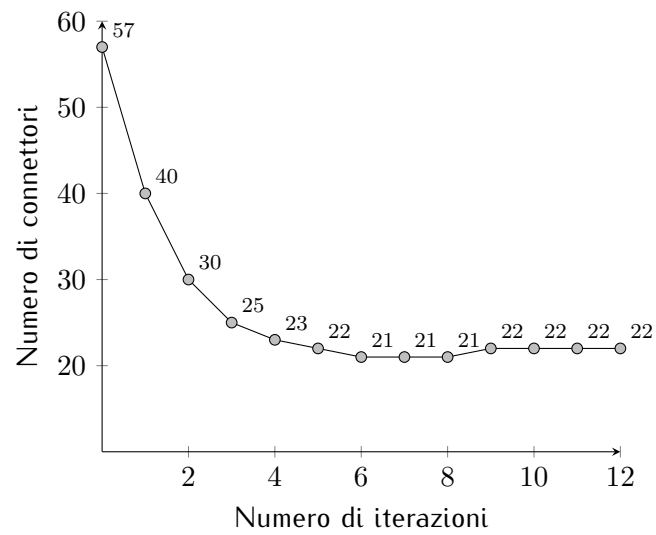


(a) Pannello n°1.

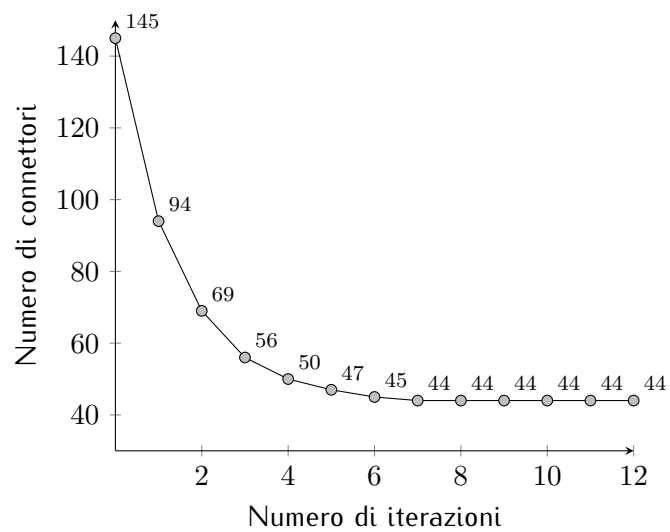


(b) Pannello n°2.

Figura 2.38: Profilo di convergenza dei connettori a taglio tra il solaio e la parete inferiore (1/2).



(a) Pannello n°3.



(b) Pannello n°4.

Figura 2.39: Profilo di convergenza dei connettori a taglio tra il solaio e la parete inferiore (2/2).

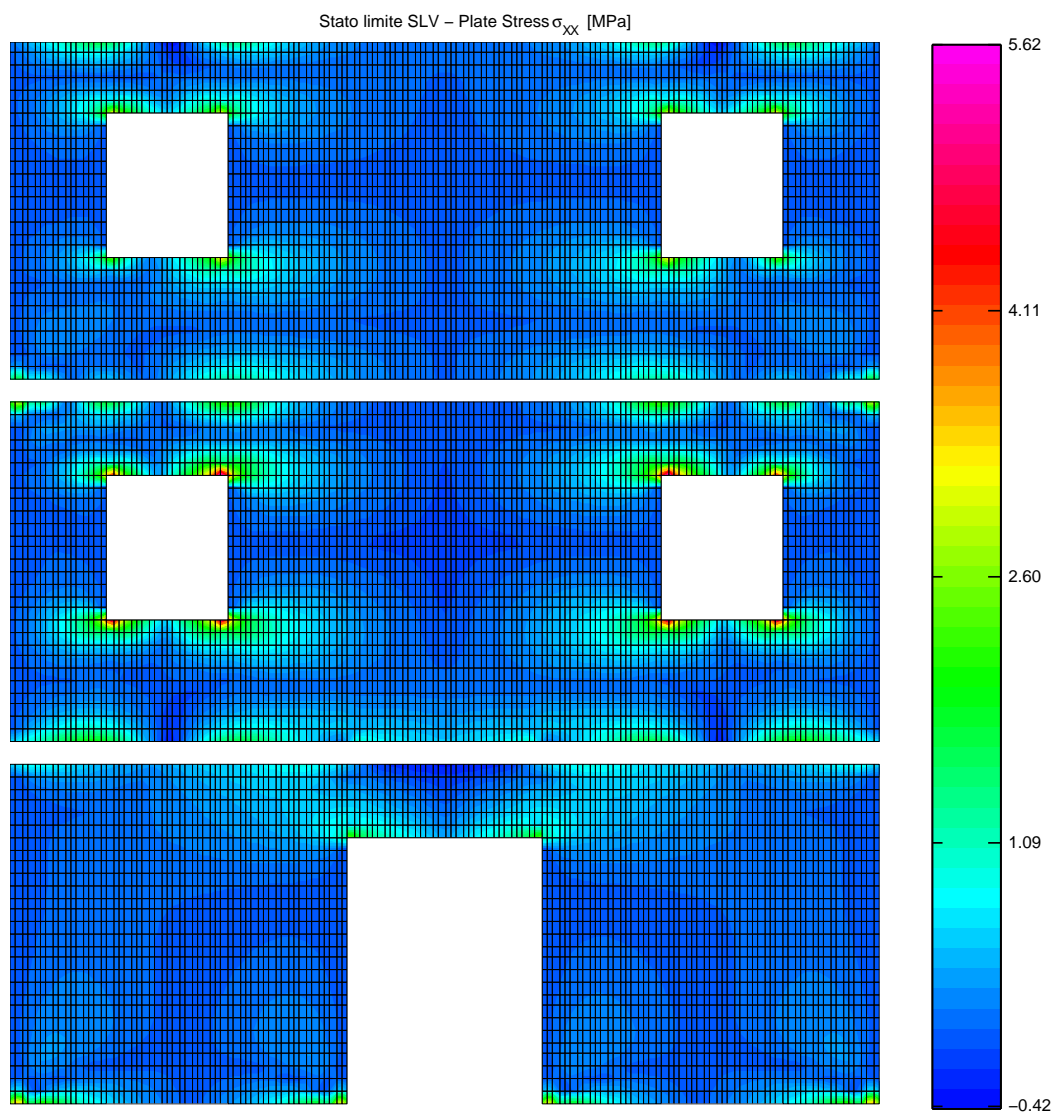


Figura 2.40: Tensioni normali orizzontali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

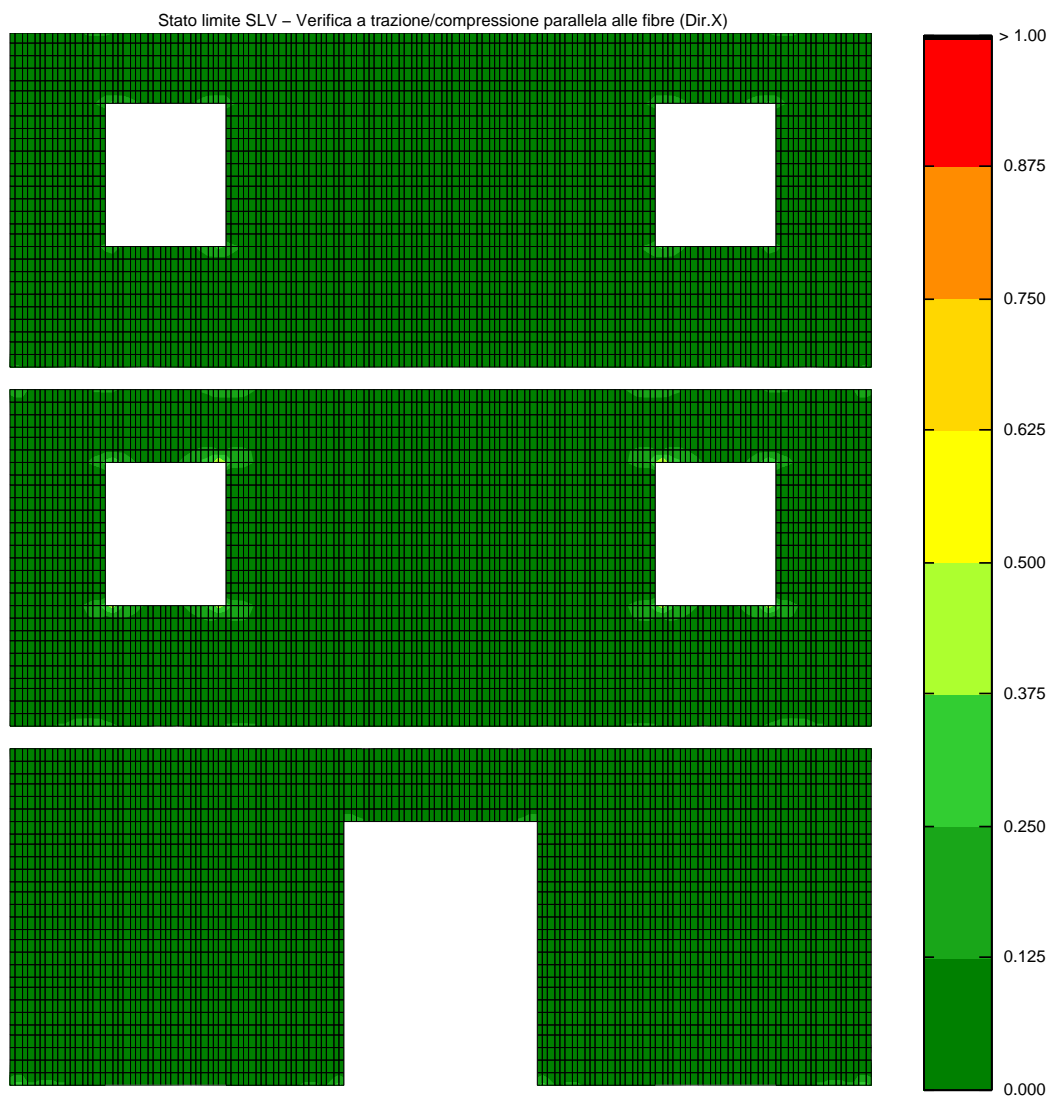


Figura 2.41: Tensioni normali orizzontali; contour di verifica.

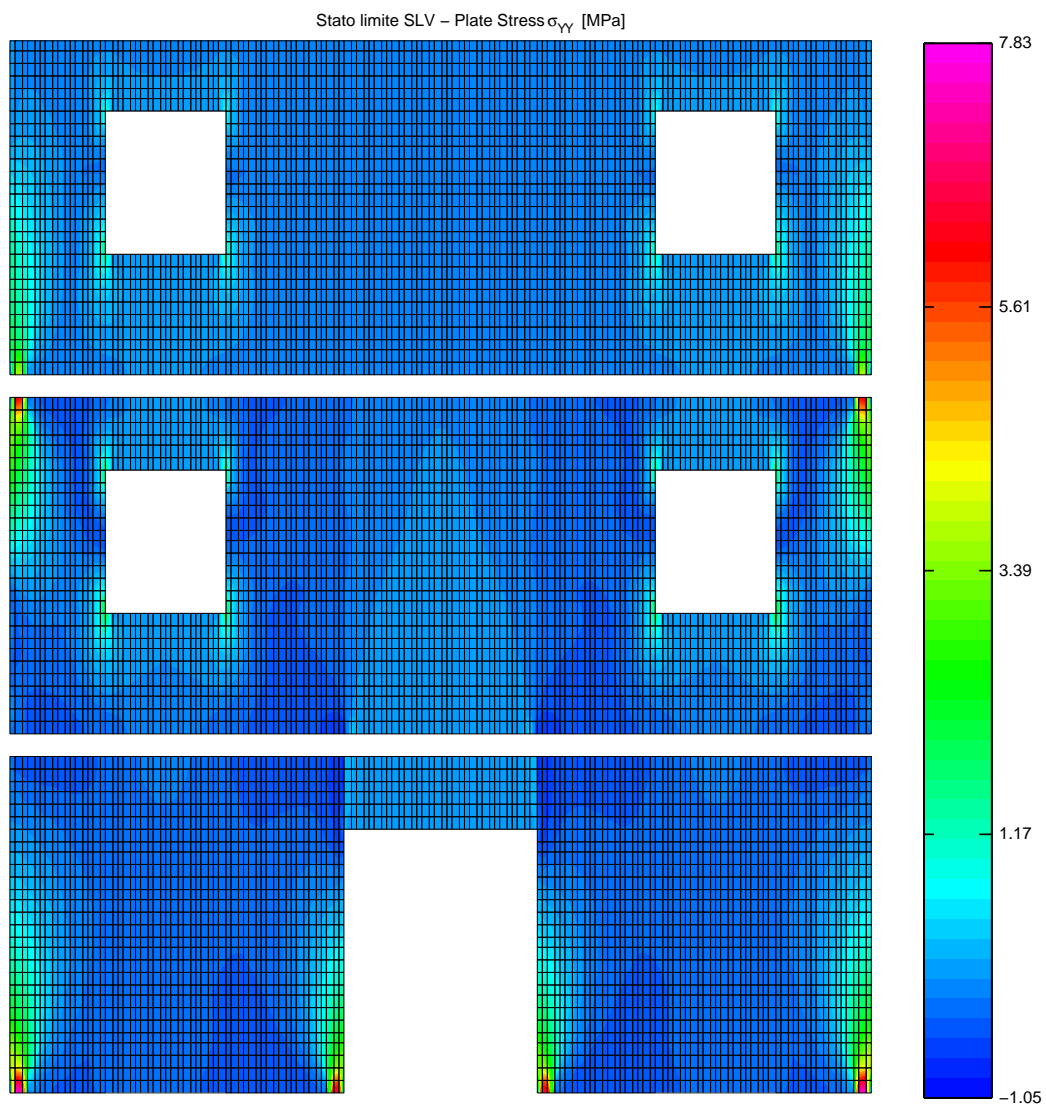


Figura 2.42: Tensioni normali verticali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

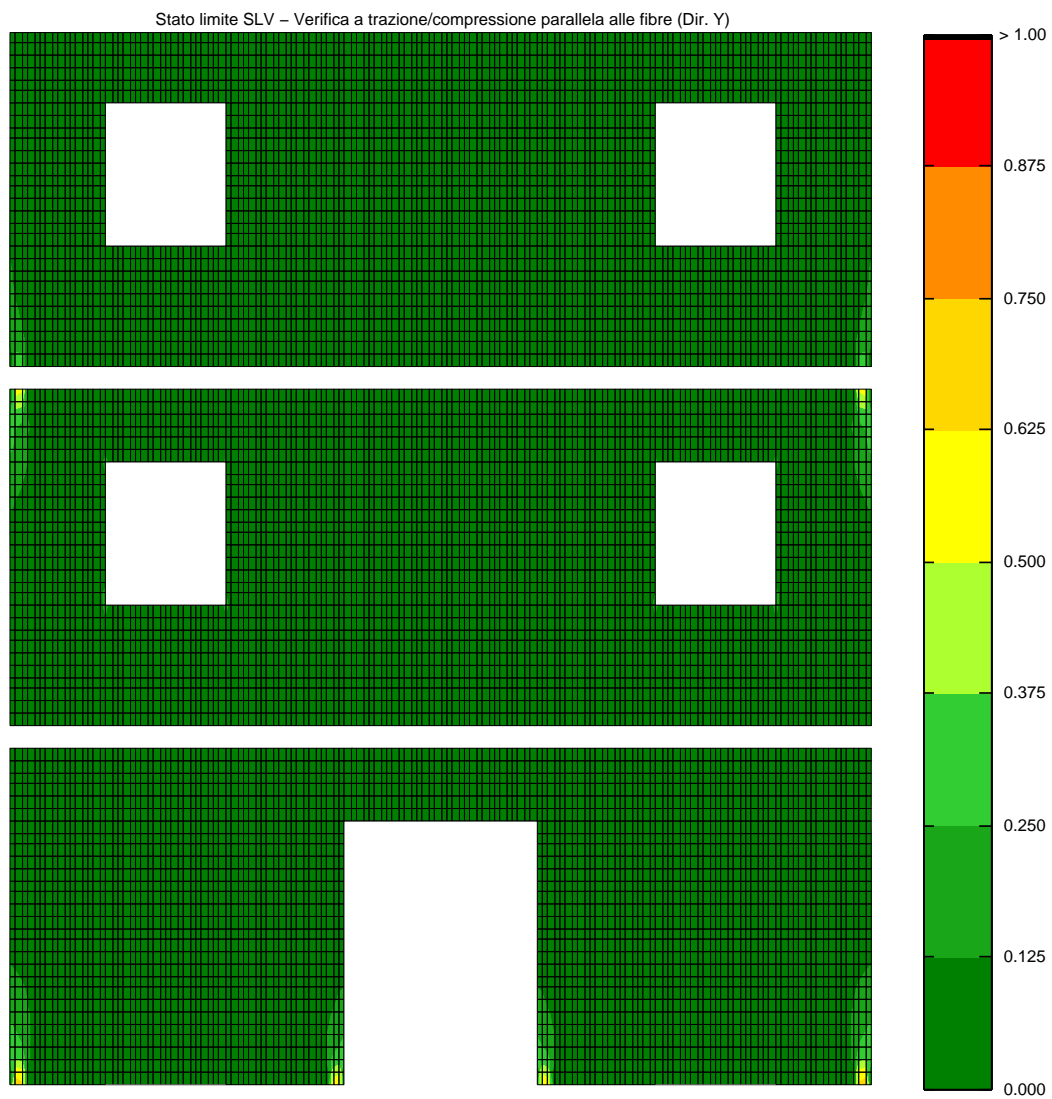


Figura 2.43: Tensioni normali verticali; contour di verifica.

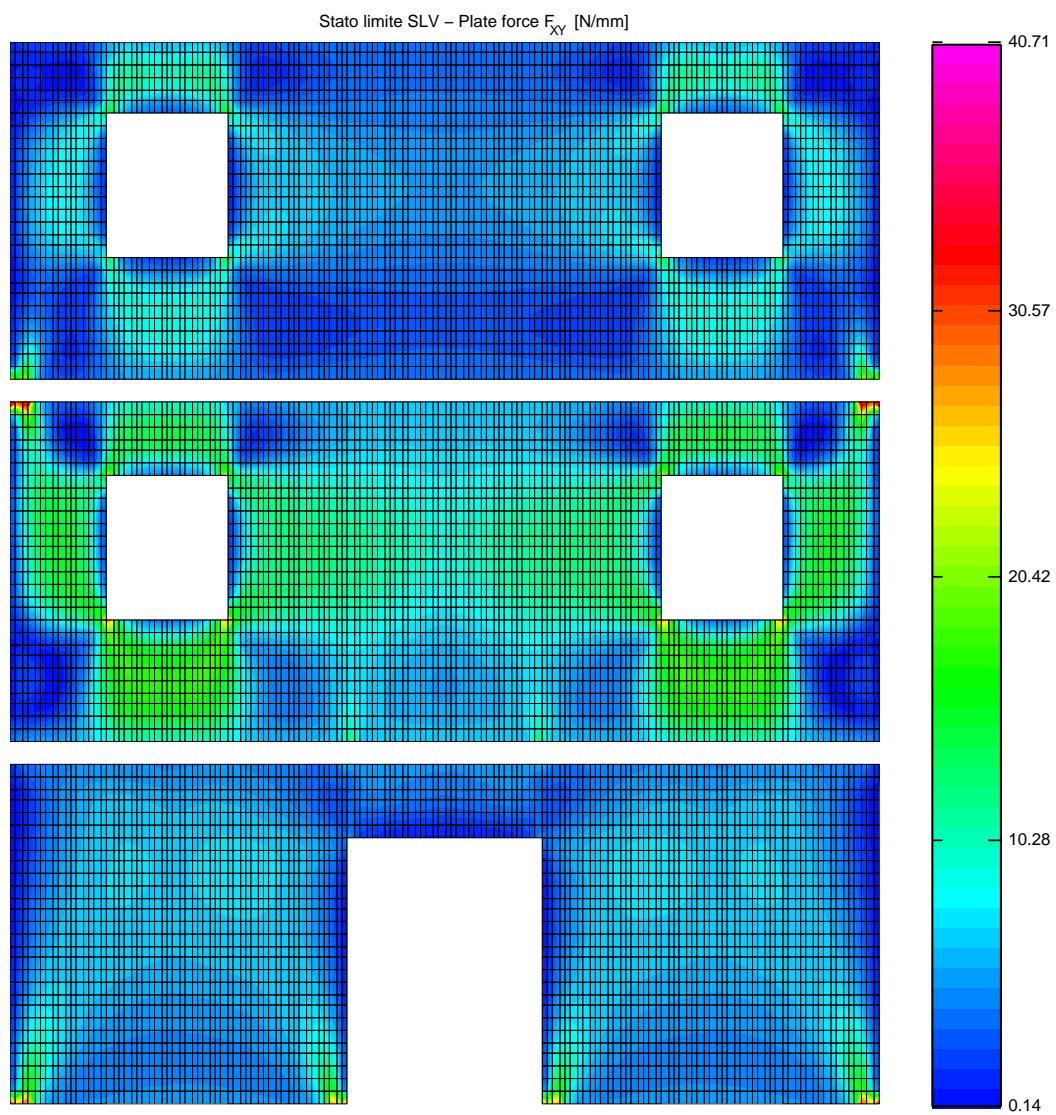


Figura 2.44: Tensioni tangenziali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

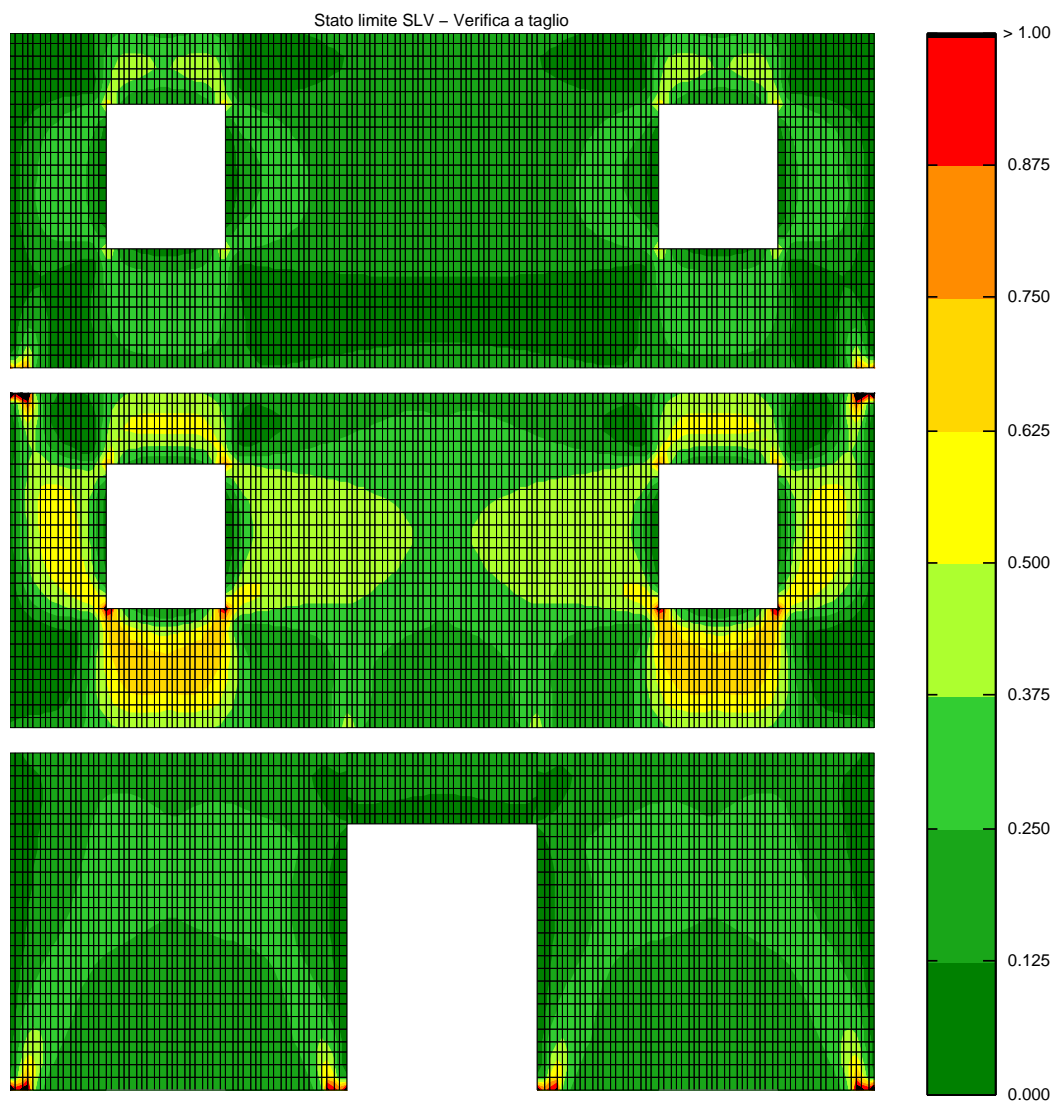
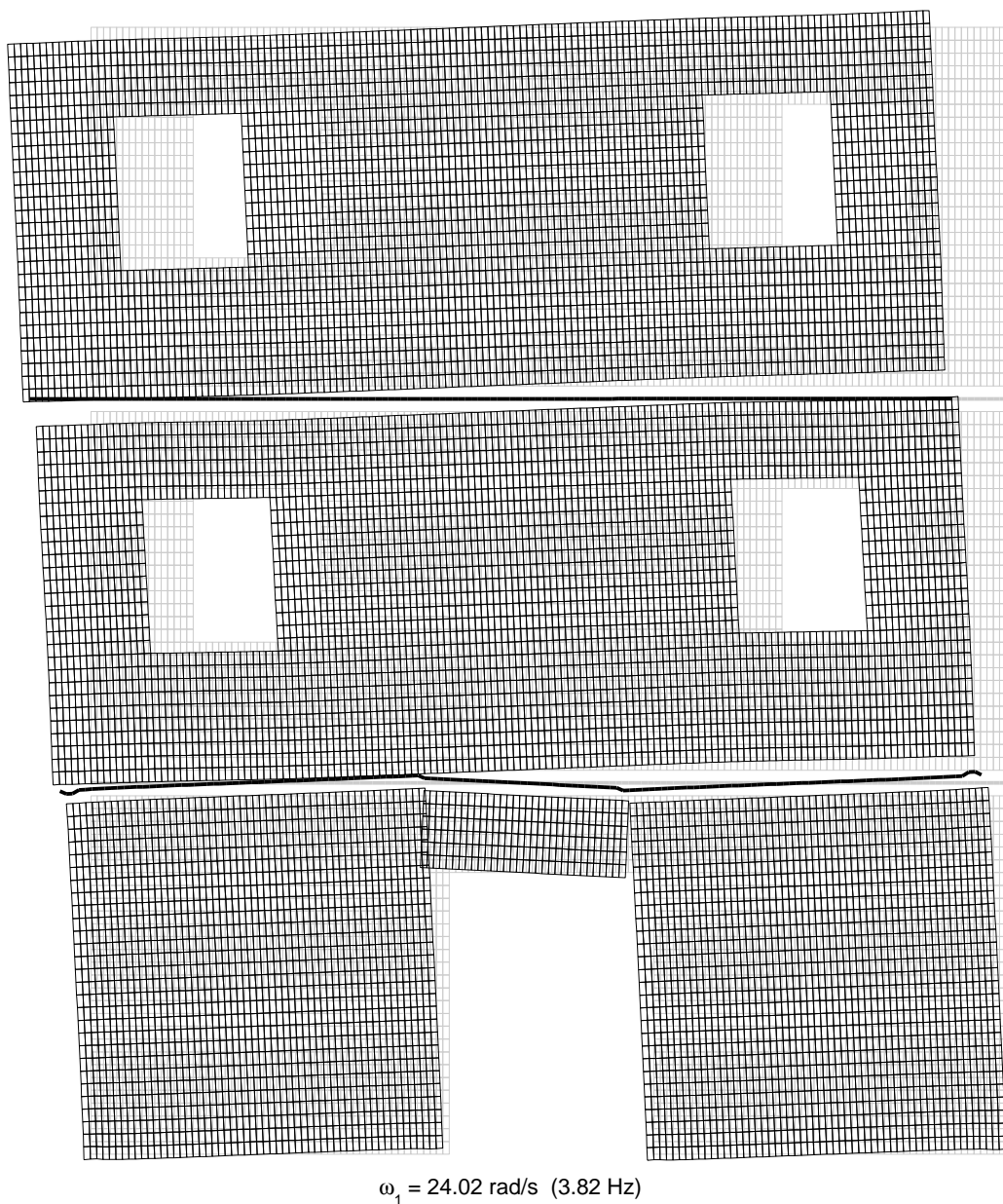


Figura 2.45: Tensioni tangenziali; contour di verifica.

Mode shape N°1



$$\omega_1 = 24.02 \text{ rad/s (3.82 Hz)}$$

Figura 2.46: Modo fondamentale di vibrazione – Ultima iterazione.

2.7 Caso studio n°5

In questo caso la parete oggetto di studio fa parte di un edificio che non gode della proprietà di regolarità *né* in pianta *né* in altezza e pertanto non rispetta una delle ipotesi assunte (paragrafo §1.3.1). Nonostante questo, si è deciso di proporre questo caso studio per testare la procedura con una parete che non presenti simmetrie rispetto ad un asse verticale. La geometria della parete è riportata in figura 2.47. Per i carichi applicati vale ancora la tabella 2.1, cui si rimanda per i dettagli. I pannelli X-Lam individuati tramite il pre-dimensionamento sono:

Piano terra – Pannelli C5s		
Spessore complessivo	100	mm
Spessore lamelle dir. Y	20+20+20	mm
Spessore lamelle dir. X	20+20	mm
Piano primo – Pannello C3s		
Spessore complessivo	90	mm
Spessore lamelle dir. Y	30+30	mm
Spessore lamelle dir. X	30	mm

Anche in questo caso studio, come nel precedente, non sono state considerate possibili variazioni nella configurazione iniziale delle connessioni. La complessità della parete, infatti, avrebbe comportato un numero notevole di configurazioni di partenza per poter trarre qualche informazione utile sull'influenza della distribuzione iniziale di rigidità sulla soluzione finale. Esula inoltre dagli obiettivi di questo lavoro un'indagine parametrica approfondita per la valutazione di questi aspetti della procedura.

Le figure 2.48 e 2.49 riportano i profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli. A questo proposito si sottolinea come i pannelli n°2 e n°4 siano sprovvisti di connessioni a taglio alla loro base in quanto rappresentano le architravi, o fasce di piano che dir si voglia, che collegano rispettivamente i pannelli n°1 e n°3 ed i pannelli n°3 e n°5. Le figure 2.50 e 2.51 riportano invece i profili di convergenza dei quattro giunti verticali presenti nella parete, situati tutti al piano terra. Le figure 2.52, 2.53, 2.54 e 2.55 riportano i profili di convergenza di tutti e otto gli hold-down presenti nella parete; con riferimento a questi ultimi grafici si anticipa che l'hold-down n°3 non è in realtà necessario. Le figure 2.56 e 2.57 riportano infine i profili di convergenza delle connessioni a taglio in sommità ai pannelli. Le restanti immagini riportano i contour di tensione, con relative verifiche, ed il modo fondamentale di vibrare, sempre con riferimento all'ultima iterazione svolta. Per quanto riguarda i valori di massa *messi in movimento* dal sisma, si riportano qui sotto i relativi valori, con riferimento ai modi considerati nell'analisi:

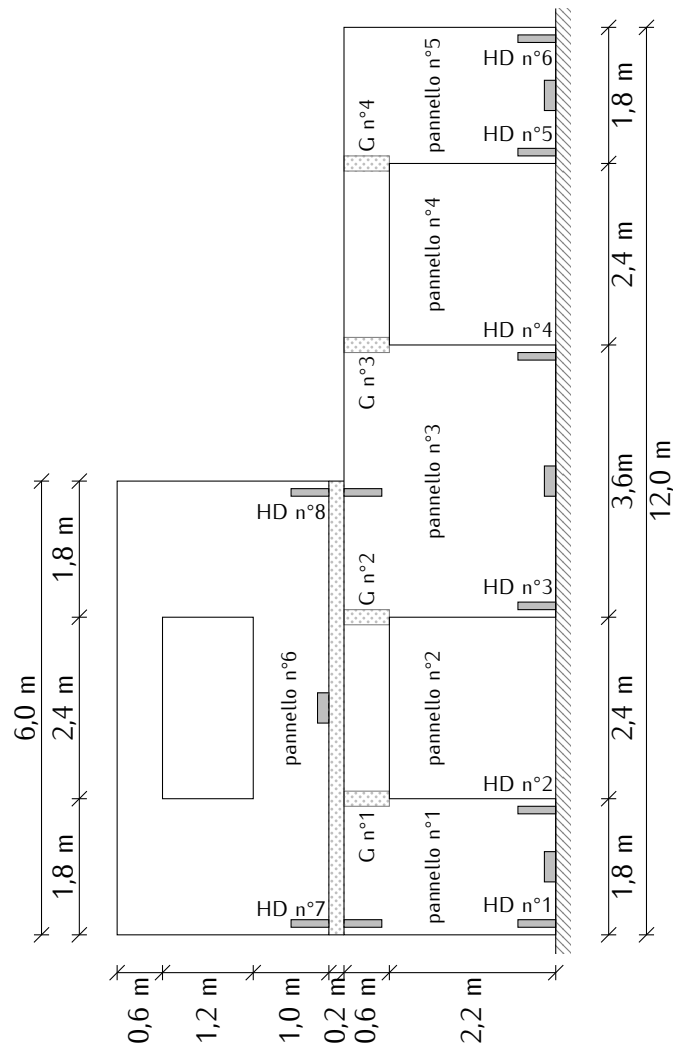
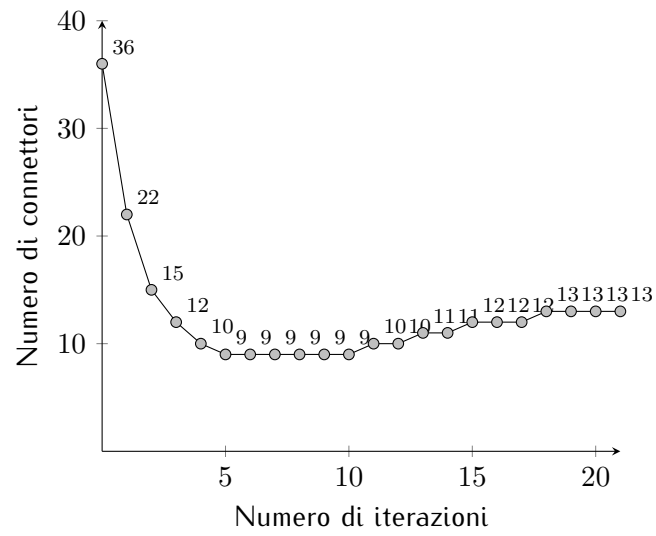


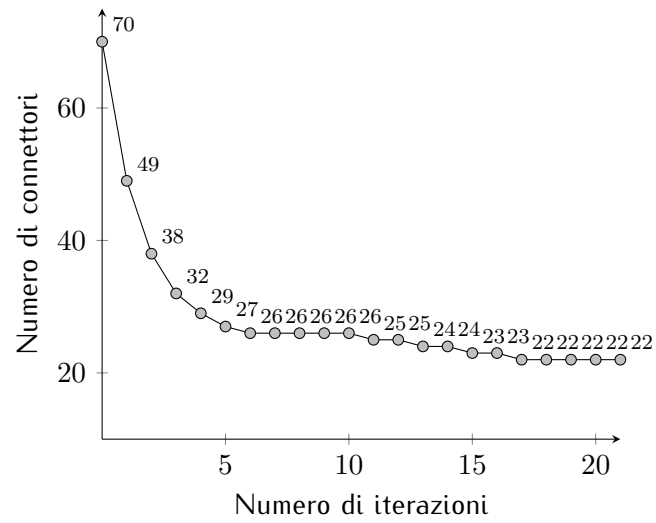
Figura 2.47: Geometria del caso studio n°5.

Modo	Massa partecipante	
	[t]	[%]
1	11,12	79,57
2	2,63	18,82
3	0,01	0,06
4	0,00	0,02
Tot.	13,77	98,55

Anche in questo caso, nonostante la geometria della parete non presenti simmetrie, sarebbe stato sufficiente includere prime due forme modali.

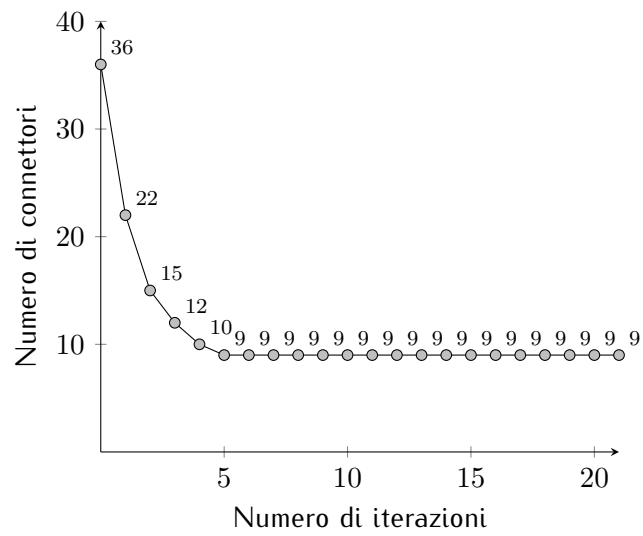


(a) Pannello n°1.

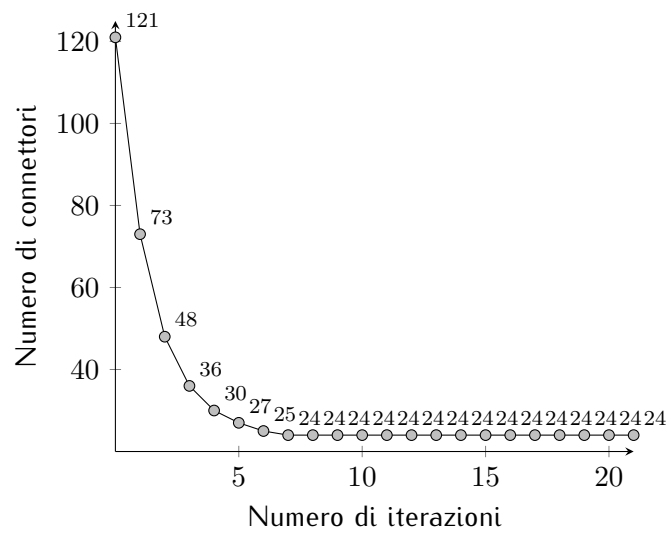


(b) Pannello n°3.

Figura 2.48: Profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli (1/2).

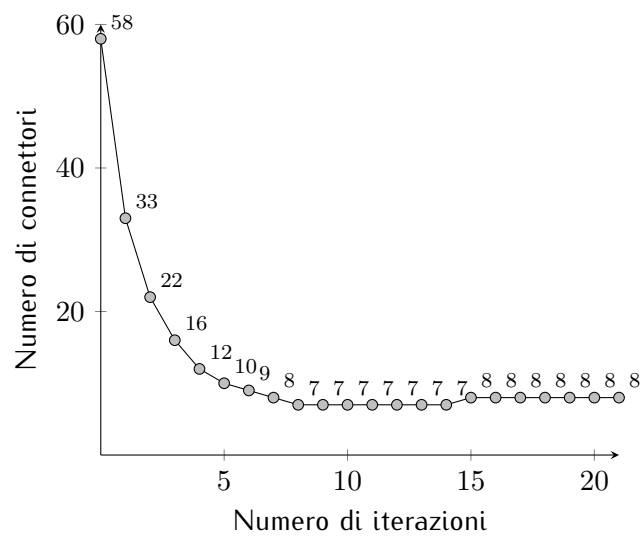


(a) Pannello n°5.

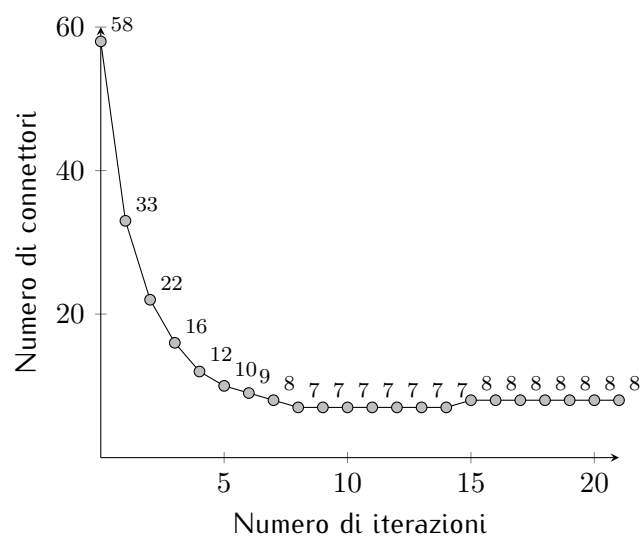


(b) Pannello n°6.

Figura 2.49: Profili di convergenza delle connessioni a taglio alla base dei pannelli (2/2).

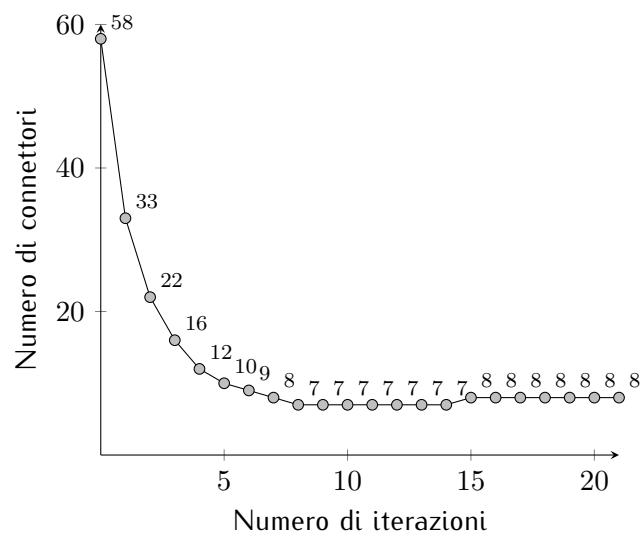


(a) Giunto n°1.

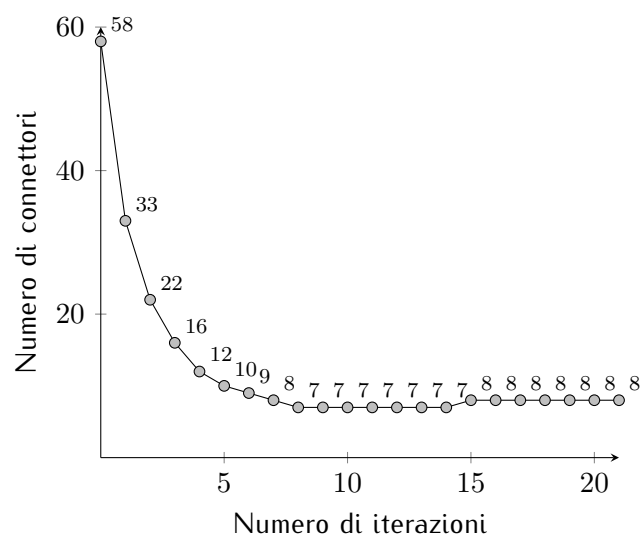


(b) Giunto n°2.

Figura 2.50: Profilo di convergenza dei connettori nei giunti verticali (1/2).

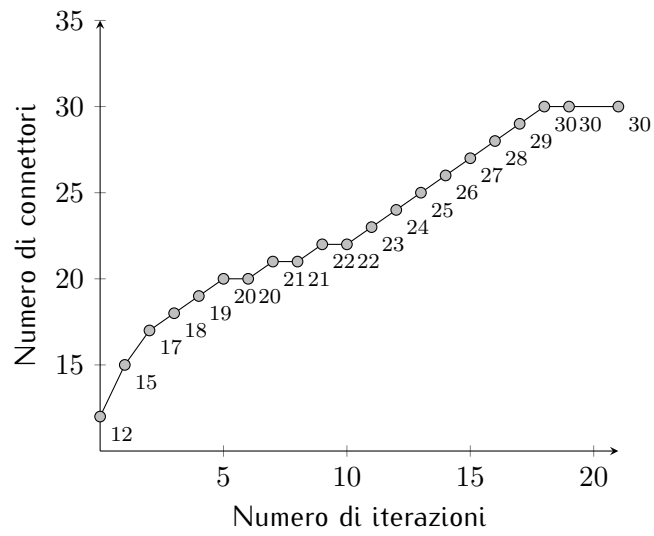


(a) Giunto n°3.

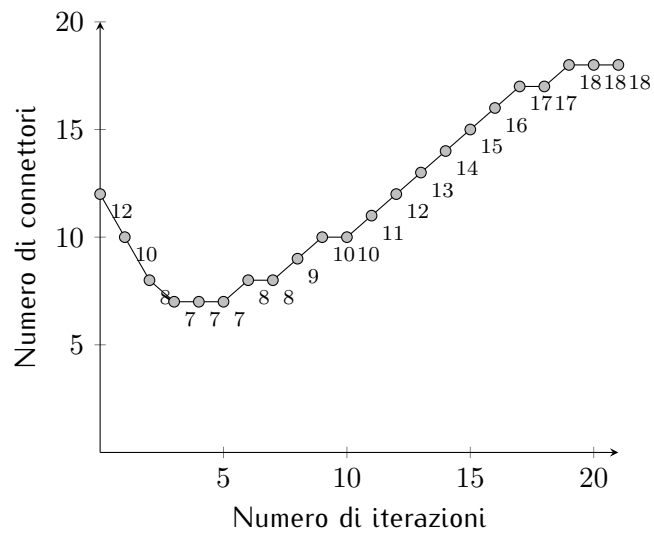


(b) Giunto n°4.

Figura 2.51: Profilo di convergenza dei connettori nei giunti verticali (2/2).

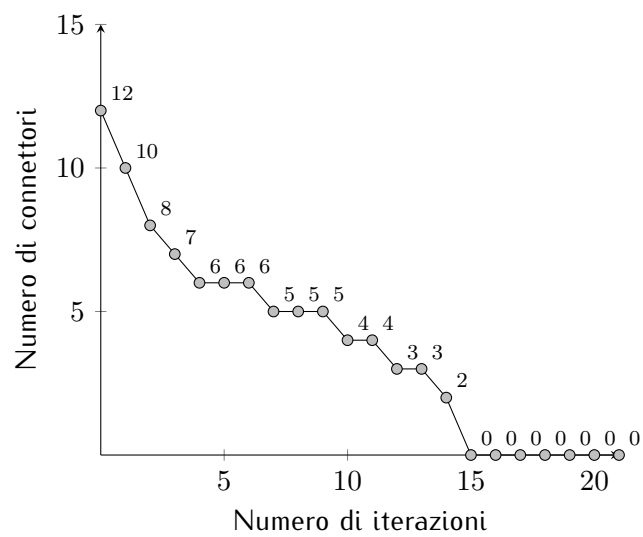


(a) Hold-down n°1.

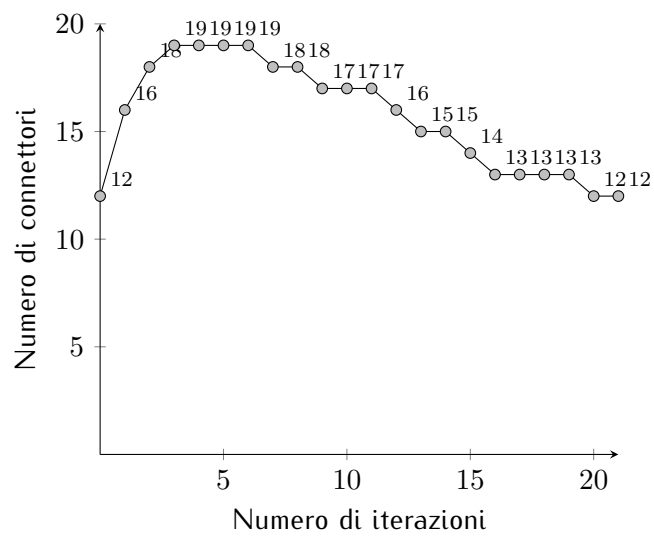


(b) Hold-down n°2.

Figura 2.52: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (1/4).



(a) Hold-down n°3.



(b) Hold-down n°4.

Figura 2.53: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (2/4).

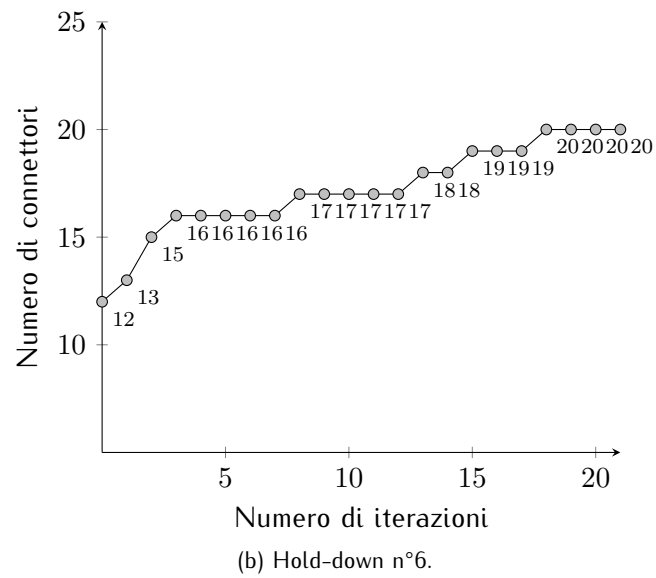
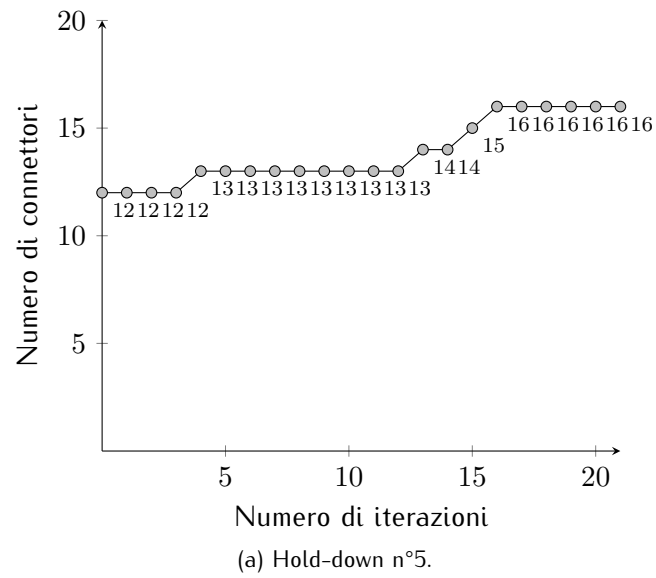
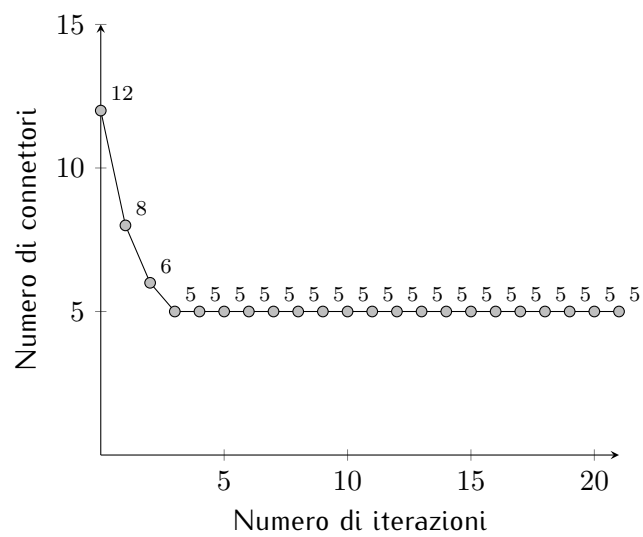
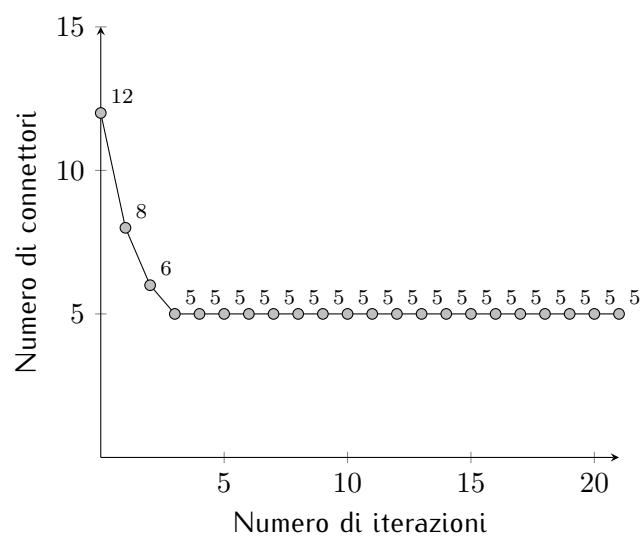


Figura 2.54: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (3/4).

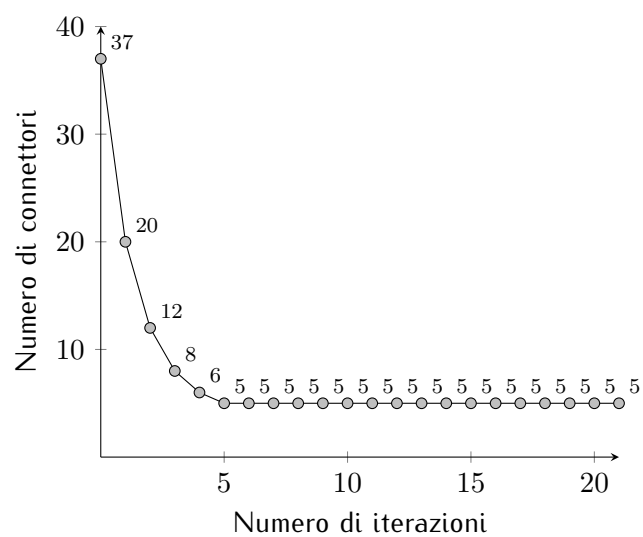


(a) Hold-down n°7.

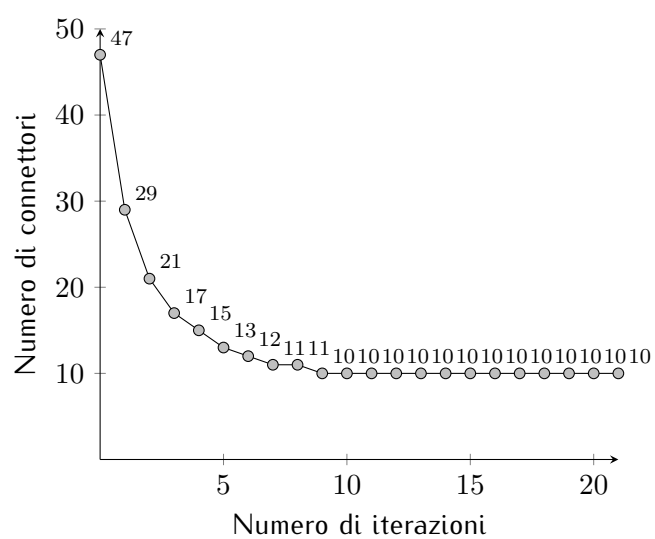


(b) Hold-down n°8.

Figura 2.55: Profili di convergenza delle connessioni a trazione (4/4).



(a) Pannello n°1.



(b) Pannello n°2.

Figura 2.56: Profilo di convergenza dei connettori a taglio tra il solaio e la parete inferiore (1/2).

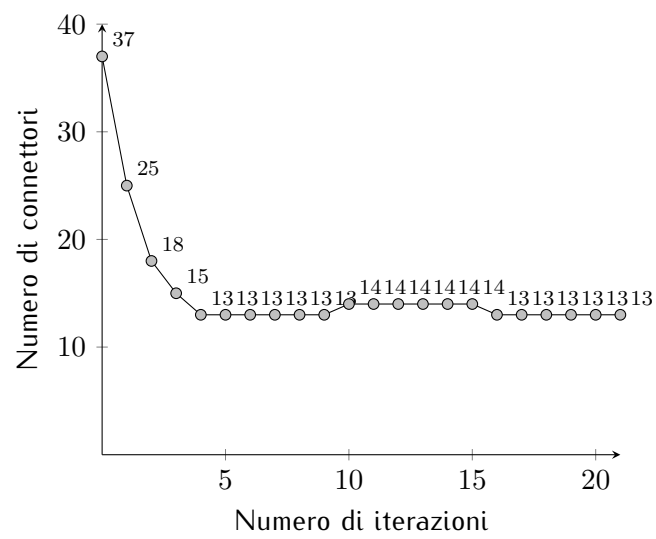


Figura 2.57: Profilo di convergenza dei connettori a taglio tra il solaio e la parete inferiore (2/2).

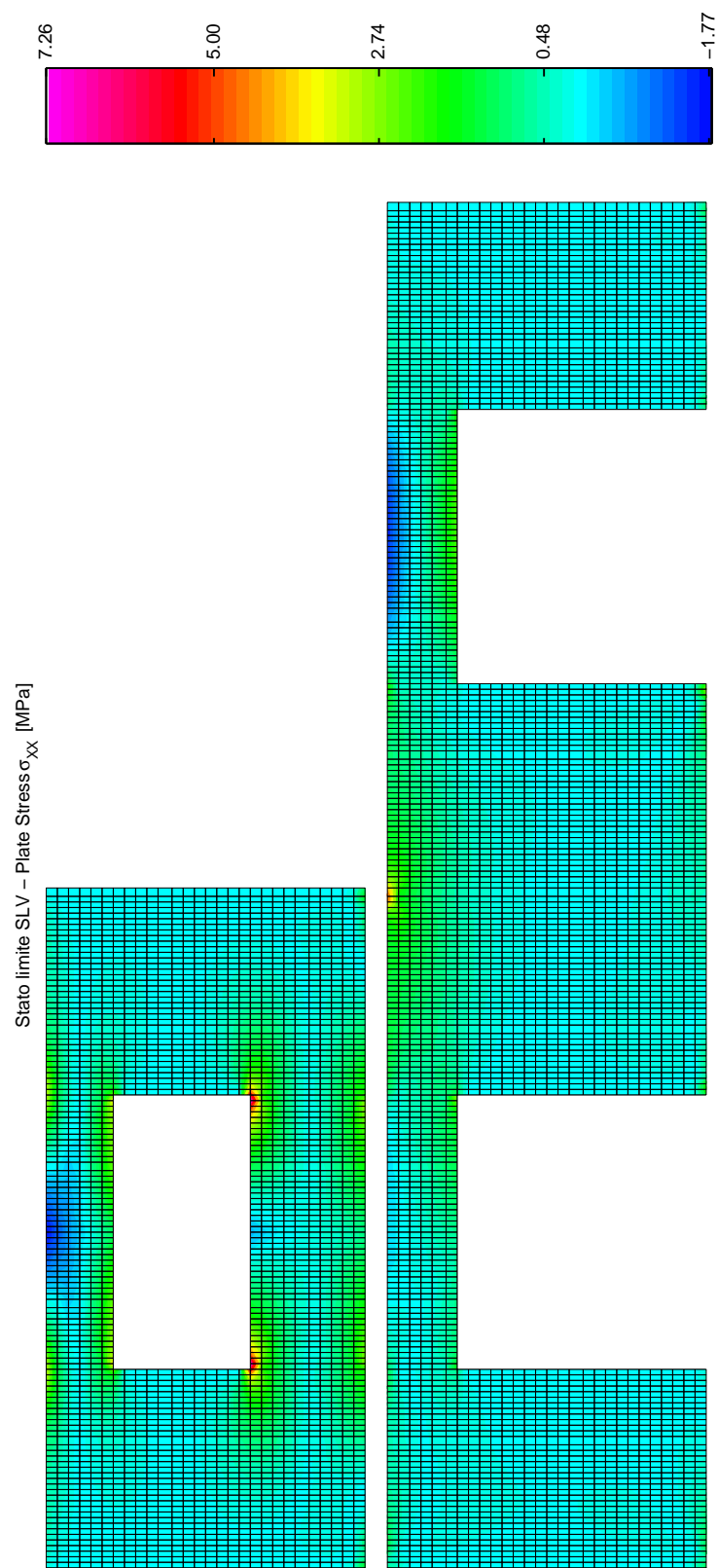


Figura 2.58: Tensioni normali orizzontali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

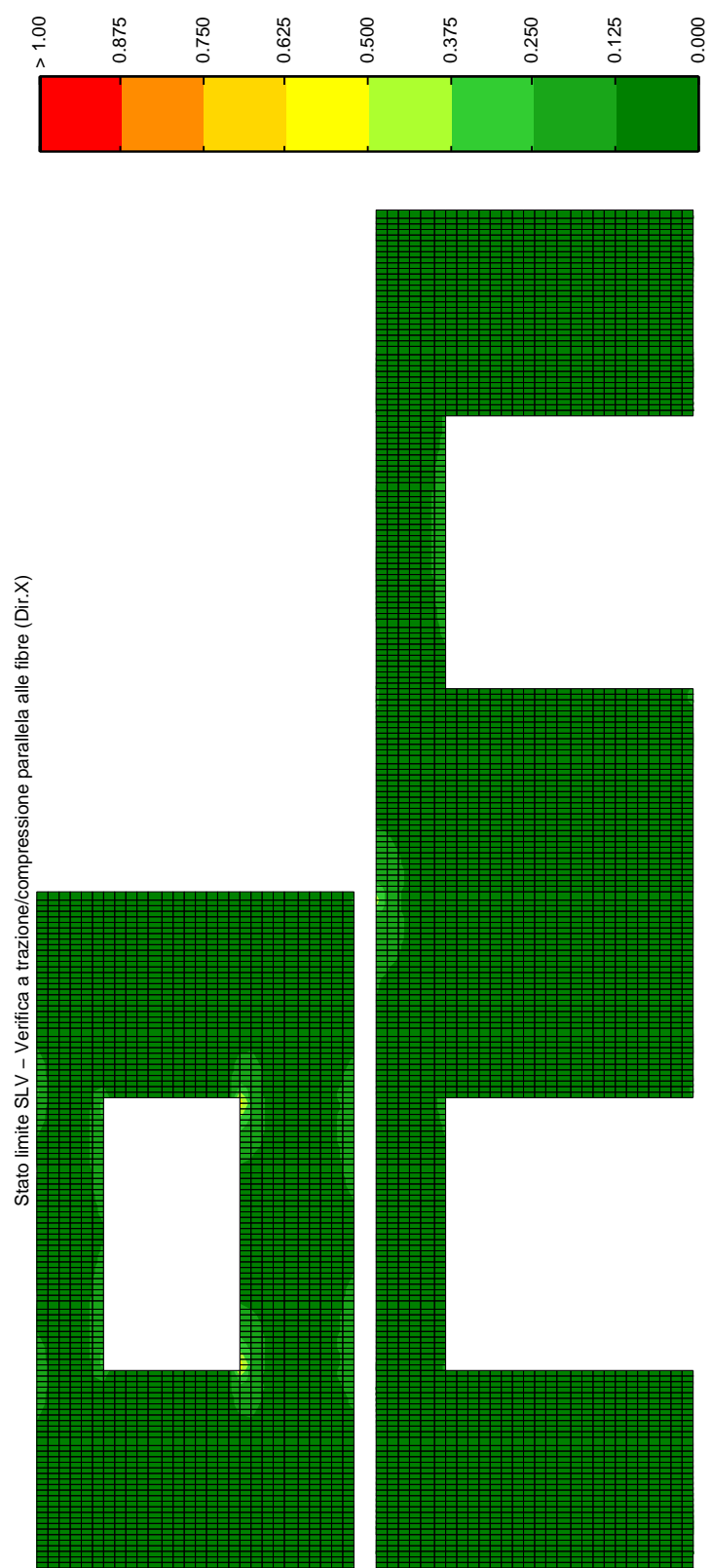


Figura 2.59: Tensioni normali orizzontali; contour di verifica.

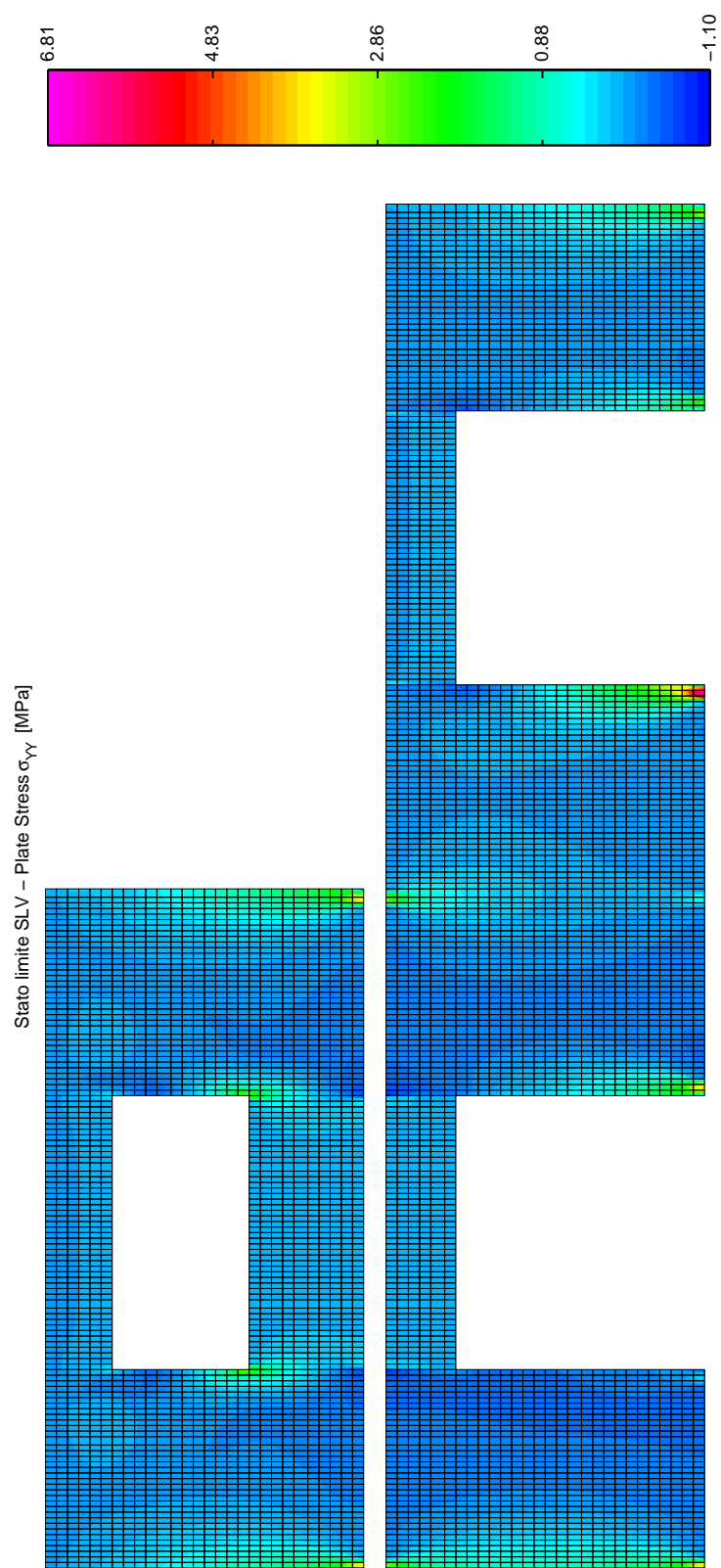


Figura 2.60: Tensioni normali verticali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

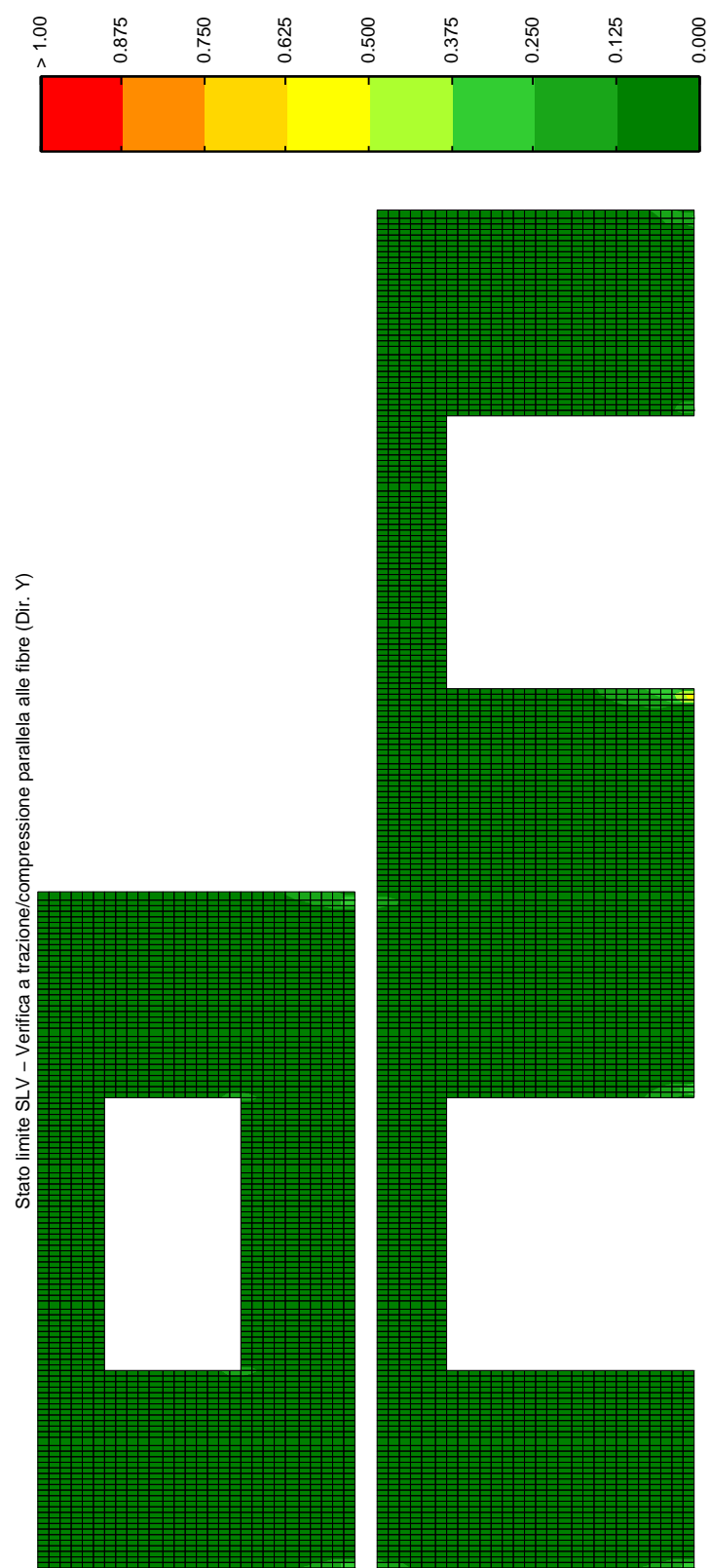


Figura 2.61: Tensioni normali verticali; contour di verifica.

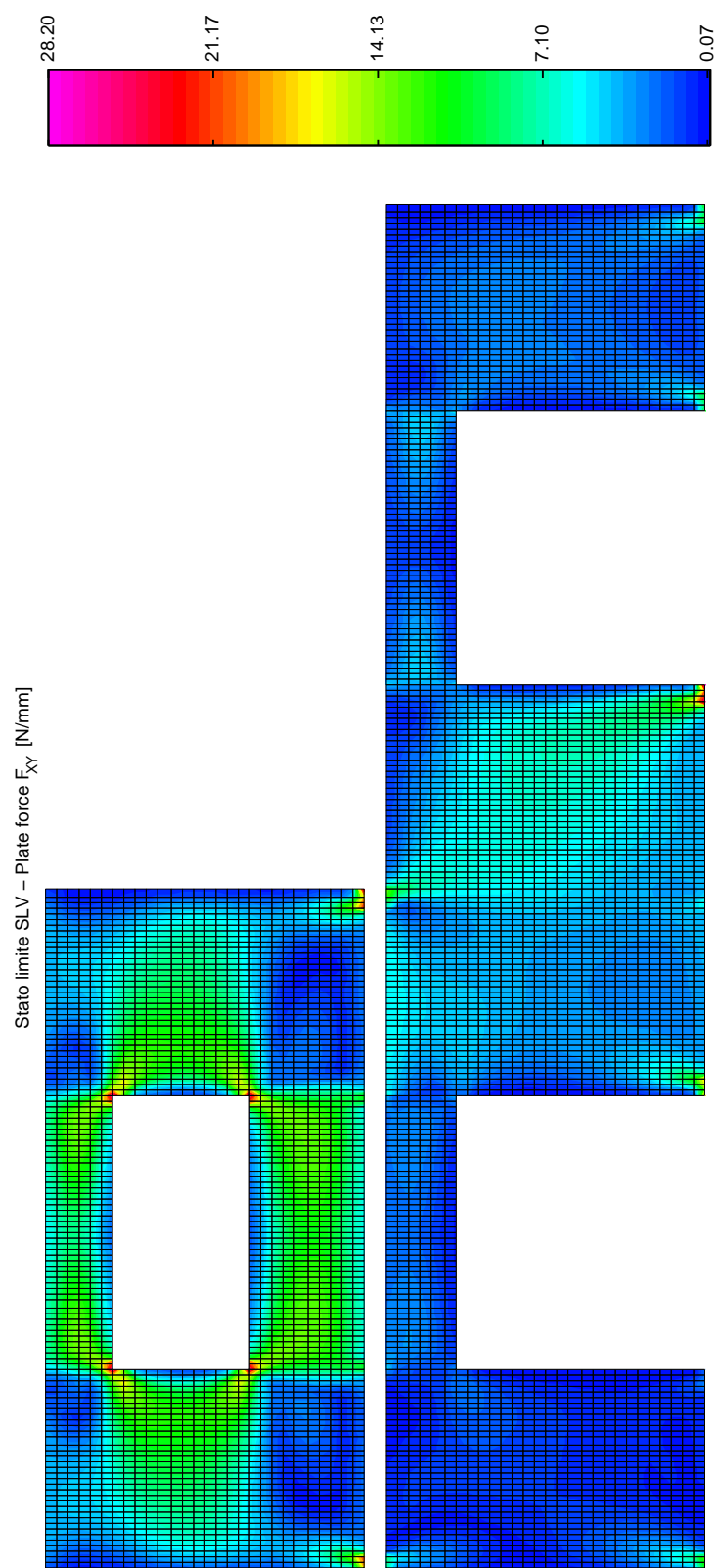


Figura 2.62: Tensioni tangenziali; contour allo stato limite di salvaguardia della vita.

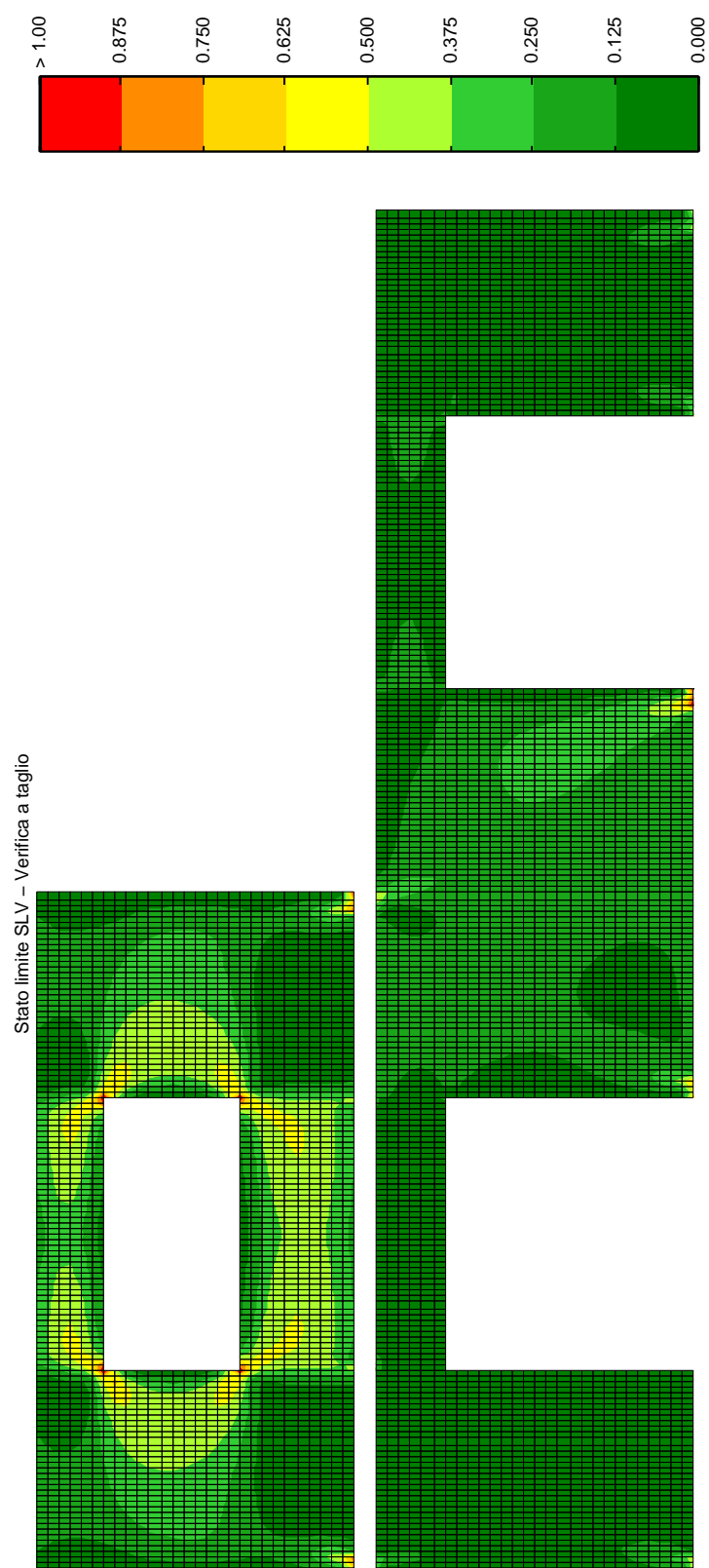


Figura 2.63: Tensioni tangenziali; contour di verifica.

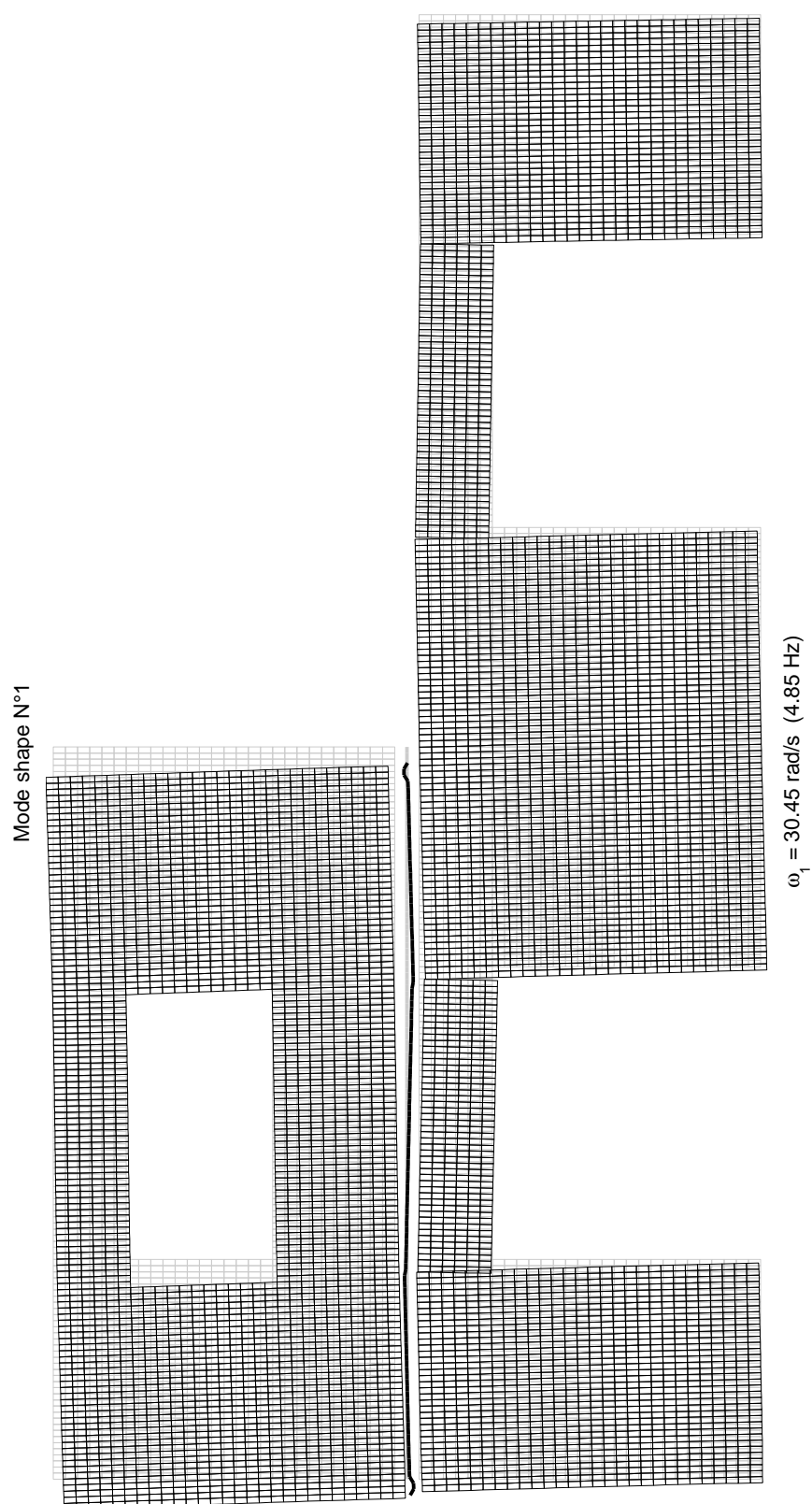


Figura 2.64: Modo fondamentale di vibrazione – Ultima iterazione.

2.8 Alcune osservazioni

In questo paragrafo vengono brevemente riassunte tutte le problematiche e le particolarità che la procedura proposta presenta, con riferimento ai casi studio appena presentati. Due sono i punti importanti sui cui si vuole richiamare l'attenzione:

1. analisi della convergenza;
2. analisi del modo fondamentale di vibrazione, con riferimento all'ultima iterazione svolta.

Per quanto riguarda il punto n°1, ci sono *due distinte osservazioni* da fare che riguardano, in entrambi i casi, il numero di connettori a convergenza raggiunta. *La prima* riguarda il confronto tra casi che giungono a convergenza a partire da valori, minori e maggiori, di quello che si ottiene alla fine delle iterazioni; a questo proposito si veda, ad esempio, la figura 2.21. In questo caso ci si aspetta che, per qualsiasi numero dei connettori di primo tentativo o per qualsiasi configurazione considerata che dir si voglia, si raggiunga alla fine un unico valore dei connettori. Questo non è però possibile *sia* per come è stato impostato il controllo della convergenza (§1.6), *sia* per la modalità di arrotondamento implementata. Ricordando infatti che il numero di connettori viene sempre arrotondato all'intero successivo, che il numero di connettori è funzione anche dell'iterazione precedente e supponendo, per fissare le idee, che sia noto a priori il valore a convergenza raggiunta, è evidente che questo valore non potrà mai essere raggiunto se il numero iniziale è maggiore di quello finale. Appaiono quindi corrette le differenze tra le curve per questi casi. *La seconda* osservazione da fare riguarda il confronto tra casi che giungono a convergenza a partire da valori, minori entrambi o maggiori entrambi, di quello che si ottiene alla fine delle iterazioni; a questo proposito si veda, ad esempio, la figura 2.22. In questo caso non appare lecita questa differenza tra i valori finali e risulta di più difficile lettura la motivazione che porta ad un risultato di questo tipo. E' probabile che essa sia dovuta, anche in questo caso, a problemi di arrotondamento, ma ulteriori verifiche andrebbero svolte in questo senso.

Per quanto riguarda il punto n°2, invece, si tratta di una delicata problematica che però non si è manifestata completamente nei casi studio presentati. Supponiamo che, per un dato pannello, alla fine delle iterazioni risulti che non siano necessari gli hold-down; per gli stessi problemi di arrotondamento di cui al punto n°1, il numero finale di connettori sarà pari ad uno. Se pensiamo a come è impostato il modello per l'analisi modale con spettro di risposta (§1.4.2) è facile immaginare che il modo fondamentale di vibrazione presenterà, con ogni probabilità, il solo pannello che ruota "scollegato" dal resto della struttura. In realtà, se gli hold-down non sono necessari per effetto del peso proprio, è evidente che il pannello è solidale al resto della struttura in quanto è rigidamente collegato ad essa. Nel codice di calcolo implementato, qualora non si rendano necessari gli hold-down, viene ripristinata questa "congruenza" applicando alla base del pannello le stesse molle impiegate per l'analisi statica lineare. Nei casi studio appena presentati questo non è mai successo, ma se pensiamo all'ultimo pannello del caso studio n°4, è evidente che la rigidità dell'ultimo piano è sottostimata (si veda la figura 2.46). Questo è sicuramente un aspetto da approfondire ulteriormente, anche per capire la sua entità in relazione ai risultati finali.

Per ultimo si riporta un problema riscontrato sulla modellazione del cordolo del solaio. Ancora con riferimento alla figura 2.46, si vede come, in corrispondenza alla porta al piano terra, ci siano delle “deformazioni” incompatibili con la reale natura del solaio. Queste sono fondamentalmente dovute all’assenza di rigidità a taglio negli elementi che schematizzano il cordolo. Non si è data grande importanza a questo *difetto* dal momento che, in una modellazione tridimensionale dell’edificio, i solai sarebbero adeguatamente rappresentati da elementi plate, quindi con rigidità a taglio, oppure da opportuni piani rigidi. E’ quindi un problema legato alla sola schematizzazione di una singola parete cui, tra l’altro, si può facilmente ovviare dotando gli elementi del cordolo di una rigidità a taglio finita.

Capitolo 3

Validazione

In questo capitolo viene esposta *una possibile* metodologia di validazione della procedura proposta ed i relativi risultati ottenuti. In particolare viene presentata la modalità di analisi impiegata, le ipotesi assunte nonché alcuni aspetti legati alla relativa implementazione numerica, svolta sempre in ambiente MATLAB. Si sottolinea il fatto che questa procedura di validazione è *approssimata* ed analisi più approfondite sono necessarie per trarre conclusioni di più ampio respiro.

3.1 Obiettivo

Per quanto detto nel capitolo 1, *tutte le connessioni* sono dimensionate iterativamente in funzione della forza sismica di progetto. Questo vuol dire che, durante un evento sismico, quando viene raggiunto quel particolare livello di intensità sismica con il quale le connessioni sono state dimensionate, tutte le connessioni raggiungono il punto di *snervamento simultaneamente*. L'obiettivo della procedura di validazione è proprio quello di controllare che tutte le connessioni presenti in una parete raggiungano il loro valore ultimo per un preciso valore del carico applicato o, in altre parole, che la procedura proposta non vada a sovra o sottodimensionare alcune delle connessioni presenti nella parete. E' evidente che, *sia* per effetto delle ipotesi semplificative introdotte nella procedura proposta (a questo proposito si veda il paragrafo §1.3), in particolare modo nel calcolo dei connettori a trazione, *sia* per gli arrotondamenti introdotti nella definizione del numero di connettori, non tutte le connessioni raggiungeranno il loro valore ultimo per uno stesso valore del carico orizzontale complessivo applicato. Immaginando di far crescere progressivamente la forza orizzontale, tenendo in conto l'effettiva natura non lineare del problema e monitorando tutte le connessioni, è possibile vedere per quale livello di carico orizzontale applicato queste raggiungono il loro punto di snervamento. E' quindi possibile controllare indirettamente la correttezza delle ipotesi assunte e se del caso, con particolare riferimento all'estensione della zona compressa, riformularle in maniera più opportuna.

3.2 Analisi impiegata

Come anticipato nel paragrafo precedente, per validare la procedura si è deciso di controllare la risposta di tutte le pareti sotto l'effetto di un sistema di forze orizzontali,

Tabella 3.1: Valori di spostamento ultimo assunti per le connessioni.

Hold-down	$S_u = 25 \text{ mm}$
Angolari	$S_u = 10 \text{ mm}$
Giunto verticale	$S_u = (5\phi) \cdot 2 \approx 40 \text{ mm}$

via via crescente, ed un sistema di forze verticali, tenuto invece costante nell'intera analisi, tenendo anche in conto l'effettiva modalità di vincolo dei pannelli X-Lam; si è scelto quindi di utilizzare un'analisi statica non lineare incrementale. Questa tipologia di analisi *non ha carattere dinamico*, intendendo con questo termine lo studio, nel dominio del tempo, della risposta di una parete sotto l'effetto di un sistema di forze che varia nel tempo. *Tutte le non-linearità* sono concentrate negli elementi che modellano le connessioni, mentre i pannelli X-Lam e gli elementi che modellano il cordolo di solaio sono considerati rispettivamente, anche in questo caso, come un materiale ortotropo elastico lineare ed isotropo elastico lineare; a questo proposito si osserva che:

- tutte le connessioni a taglio presentano una legge costitutiva elasto-plastico incrudente simmetrica;
- le connessioni a trazione presentano una legge costitutiva non simmetrica, in particolare linearmente elastica a compressione, con rigidità elevata, per simulare l'appoggio al suolo ed elasto-plastica a trazione, per simulare la presenza dell'hold-down;
- alcune connessioni, in particolare nei nodi dove non sono presenti gli hold-down, sono dotate esclusivamente di rigidità, linearmente elastica, a compressione, con l'obiettivo di simulare la presenza del suolo rigido.

Le figure 3.1 e 3.2 riportano le *leggi costitutive*, in termini di relazioni *forza-spostamento*, che sono state utilizzate nelle analisi; in particolare la figura 3.1a è relativa alle connessioni a taglio, la figura 3.1b è relativa a quelle a trazione, mentre la figura 3.2 è relativa agli elementi di contatto. Per quanto riguarda la rigidità a compressione assegnata agli elementi di contatto ed agli hold-down, questa è funzione della rigidità degli elementi che modellano i pannelli X-Lam, in modo tale da non introdurre un mal-condizionamento nel sistema. Per quanto riguarda la *definizione operativa* dei legami spostamento appena presentati, tralasciando per un istante gli elementi di contatto, è da osservare che la normativa UNI EN 1995-1-1 fornisce il valore della pendenza del ramo elastico, indicato con E , ed il valore del carico a snervamento, indicato con F_y . Per definire il punto di rottura è stato necessario fissare *sia* lo spostamento ultimo S_u *sia* la pendenza del ramo incrudente E_p . A questo proposito si è assunta la pendenza del ramo plastico in funzione di quella del ramo elastico come $E_p = 0,1 \cdot E$, in accordo alle curve forza-spostamento ottenute da prove sperimentali. Per quanto riguarda i valori di spostamento ultimo i valori assunti sono riportati nella tabella 3.1.

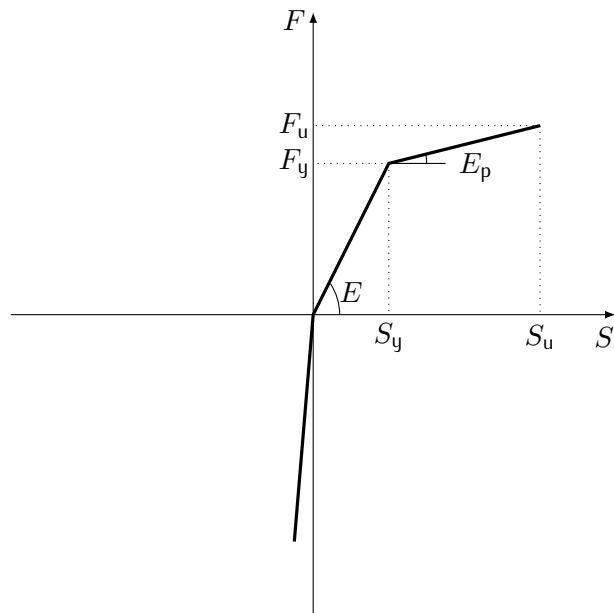
In questa analisi *non sono* stati tenuti in considerazione né gli effetti del secondo ordine, in quanto non sono stati considerati rilevanti per le pareti oggetto di studio,

né l'attrito presente tra i pannelli ed il suolo oppure tra i pannelli ed il solaio, per semplicità d'implementazione.

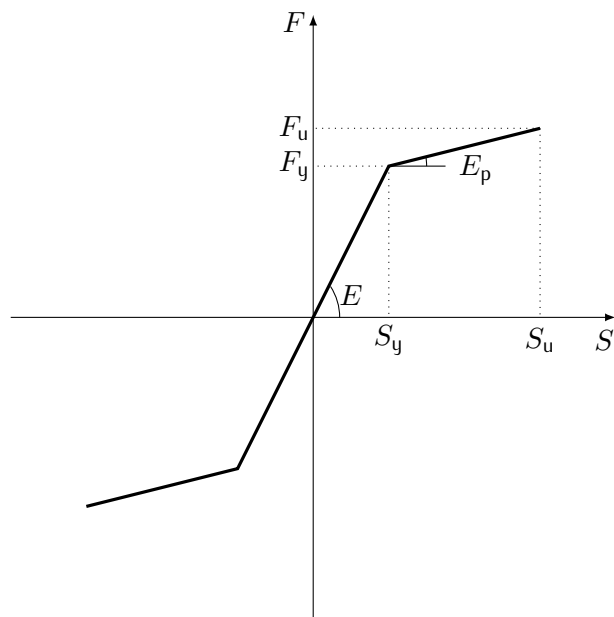
Per quanto riguarda la distribuzione delle forze orizzontali, sono state considerate due diverse forme:

- una proporzionale al primo modo di vibrare, con riferimento al modo fondamentale ottenuto alla prima iterazione e senza considerare la sua evoluzione nel proseguito dell'analisi;
- una proporzionale "alle masse", intendendo con questo termine un sistema di forze proporzionale all'accelerazione di gravità.

Data la semplicità della geometria dei primi casi studio, le differenze tra i risultati delle analisi condotte con queste due distribuzioni è del tutto trascurabile. In ogni caso sarà esplicitamente scritto a quale distribuzione di forze fanno riferimento i grafici presentati.



(a) Connessioni a trazione.



(b) Connessioni a taglio.

Figura 3.1: Leggi costitutive impiegate nelle analisi (1/2).

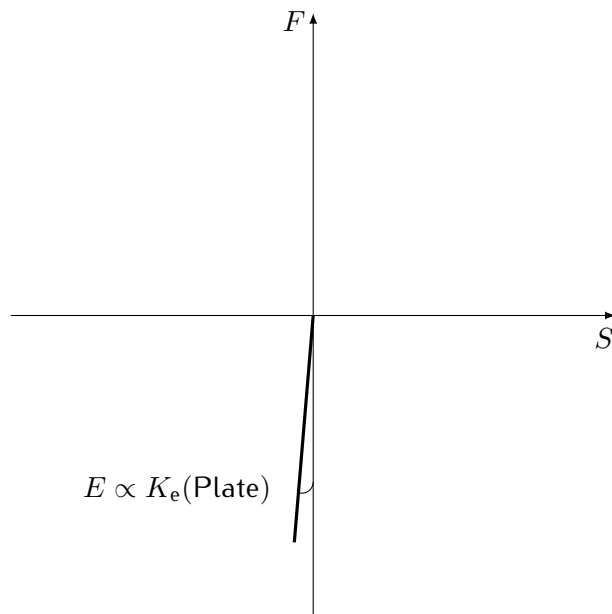


Figura 3.2: Leggi costitutive impiegate nelle analisi (2/2); elementi di contatto.

3.3 Risultati ottenuti

In questo paragrafo vengono illustrati i risultati ottenuti in funzione dei casi studio cui è stata applicata la procedura di validazione. I risultati ottenuti sono presentati in forma grafica e sono sempre presenti questi tre tipi di diagramma:

Curva forza-spostamento Questa curva è conosciuta anche con il nome anglosassone di Push-Over, dal momento che i materiali vengono “spinti” oltre il loro limite elastico. In ordinata viene riportata la sommatoria delle forze orizzontali applicate, o il taglio alla base che dir si voglia, mentre nell’asse delle ascisse è riportata la componente di spostamento orizzontale del nodo scelto come punto di controllo del pannello; il nodo di controllo è sempre posizionato in sommità, per quanto riguarda la quota, ed in mezzzeria, per quanto riguarda la distanza dai bordi, al pannello cui fa riferimento la curva (per chiarezza si veda la figura 1.1).

Tasso di lavoro Questa è una delle due curve che permette di valutare il sovra o sottodimensionamento di una connessione rispetto alle altre presenti nel pannello. Riporta nell’asse delle ordinate il tasso di sfruttamento di ogni connessione, in altre parole la sollecitazione rapportata al limite di snervamento, mentre nell’asse delle ascisse riporta la sommatoria delle forze orizzontali applicate, o il taglio alla base che dir si voglia. Da questa curva, quindi, non si nota l’eventuale entrata in campo plastico delle connessioni.

Livelli di spostamento Questa curva mette in evidenza l’entrata in campo plastico delle connessioni e quale connessione determini la rottura della parete. Riporta nell’asse delle ordinate, ancora una volta, la sommatoria delle forze orizzontali applicate, mentre nell’asse delle ascisse riporta lo spostamento (allungamenti e scorrimenti) cui è sottoposta la connessione rapportato al relativo valore ultimo.

La lettura successiva degli ultimi due tipologie di grafici consente di cogliere immediatamente l'eventuale sovra o sottodimensionamento delle connessioni, nonché il relativo valore di forza.

I confronti tra i risultati relativi alle diverse configurazioni studiate sono riportati solamente per il caso studio n°1, in quanto non sono risultati particolarmente significativi e non aggiungono informazioni utili. E' infatti possibile fare le stesse considerazioni semplicemente osservando i profili di convergenza riportati nel capitolo 2. In questo contesto non è stato neanche riportato l'andamento del residuo in funzione del numero di iterazioni, essendo una variabile interna all'analisi implementata non significativa ai fini della validazione della procedura.

La procedura di validazione non è stata applicata ai casi studio n°4 e n°5.

3.3.1 Caso studio n°1

In questo caso tutti i risultati ottenuti fanno riferimento ad una distribuzione di forze orizzontali proporzionali alle masse, con riferimento a quanto detto nel punto §3.2. Sono state analizzate tutte e tre le configurazioni presentate nel paragrafo 2.3, cui si rimanda per i dettagli. I risultati sono prima presentati per ogni singola configurazione studiata e successivamente vengono proposti dei confronti, in funzione della tipologia di connessione, tra le varie configurazioni studiate. In particolare le figure 3.3a, 3.4a e 3.5a riportano le curve forza-spostamento ricavate, le figure 3.3b, 3.4b e 3.5b riportano l'andamento di tassi di lavoro delle connessioni, ed infine le immagini 3.3c, 3.4c e 3.5c riportano i livelli di spostamento. La figura 3.6 riporta invece i confronti tra le varie configurazioni; in questo contesto, per brevità d'esposizione, vengono presentati solamente i grafici ritenuti più significativi. A questo proposito si osserva che la configurazione n°2 si discosta molto da quella che appare la soluzione corretta. In questo caso il numero di connettori per gli hold-down era di una unità maggiore rispetto a quello trovato nelle altre due configurazioni; se pensiamo che un connettore rappresenta circa il 20% di quelli presenti, è facile intuire come la soluzione sia distante da quella corretta. Sempre con riferimento alla figura 3.6 si nota come le configurazioni n°1 e n°3 siano, di fatto, coincidenti; non potrebbe essere altrimenti dal momento che presentano lo stesso numero di connettori per tutte le connessioni presenti.

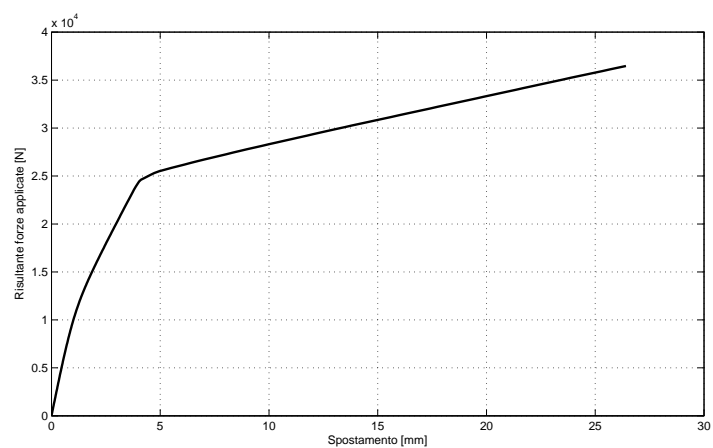
Per quanto riguarda la tipologia di connessione che determina la rottura della parete, come si vede bene dalle immagini sopra riportate, questa è sempre rappresentata dalle connessioni a taglio alla base del pannello, anche nelle configurazioni n°1 e n°3, nelle quali gli hold-down appaiono correttamente dimensionati rispetto alle altre connessioni.

Con riferimento alle curve forza-spostamento riportate si osserva una perdita di rigidezza del sistema prima dell'entrata in campo plastico delle connessioni. Questa è dovuta al progressivo sollevamento del pannello e, quindi, all'entrata in funzione dell'hold-down teso (si veda il punto §1.1). Questa perdita non è del tutto trascurabile, anche se dai grafici riportati sembra non avere grande importanza.

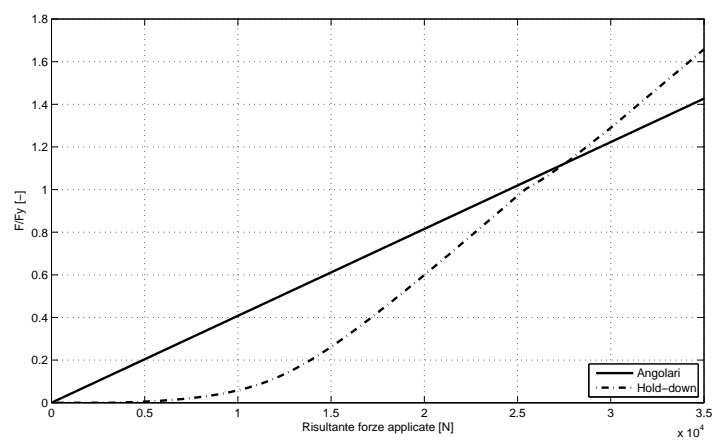
Già per una geometria estremamente semplice come quella relativa a questo caso studio, si nota che dalle curve forza-spostamento non si riesce a cogliere il comportamento delle singole connessioni presenti, ma solo quello relativo alla parete

nel suo complesso. Di fatto queste curve non sono particolarmente significative ai fini della validazione della procedura, ma vengono ugualmente riportate per completezza.

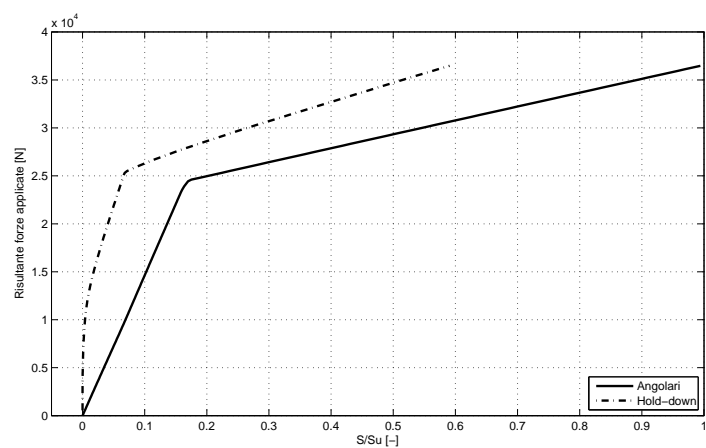
Si sottolinea infine come le curve del tasso di lavoro relative agli angolari siano, correttamente, delle rette. Questo è chiaro se si pensa che il carico orizzontale cresce linearmente e che gli angolari rappresentano gli unici elementi resistenti a taglio alla base del pannello.



(a) Curva forza spostamento.

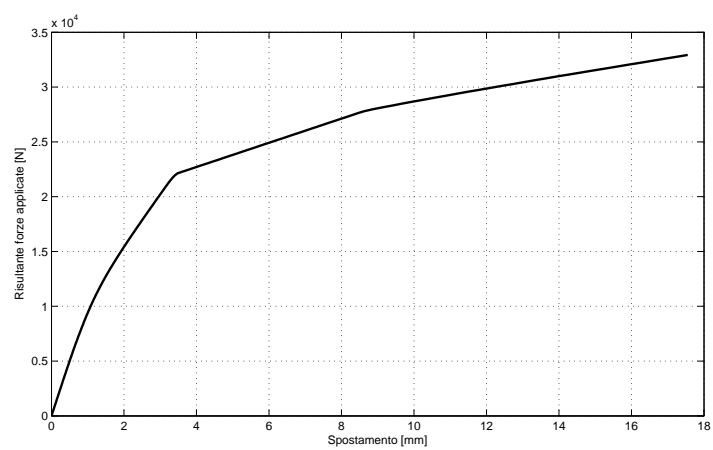


(b) Tasso di lavoro.

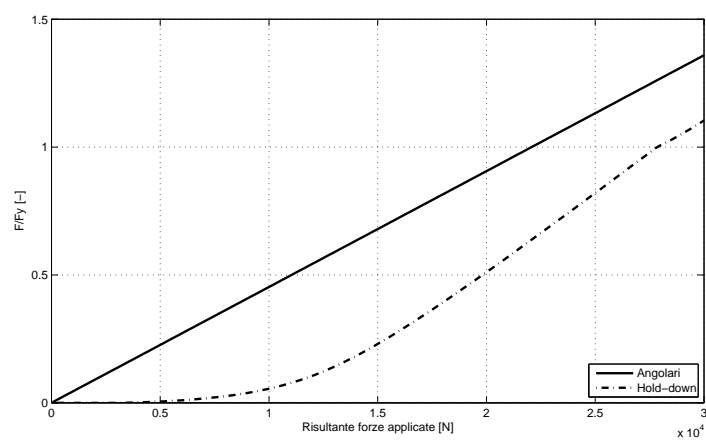


(c) Livello di spostamento.

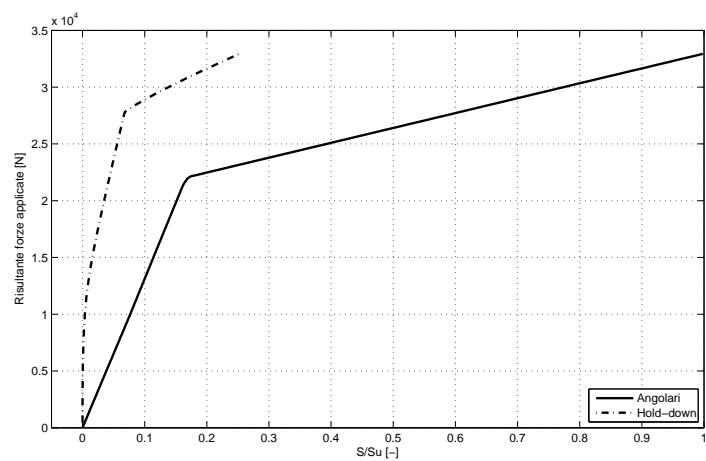
Figura 3.3: Configurazione n°1.



(a) Curva forza spostamento.

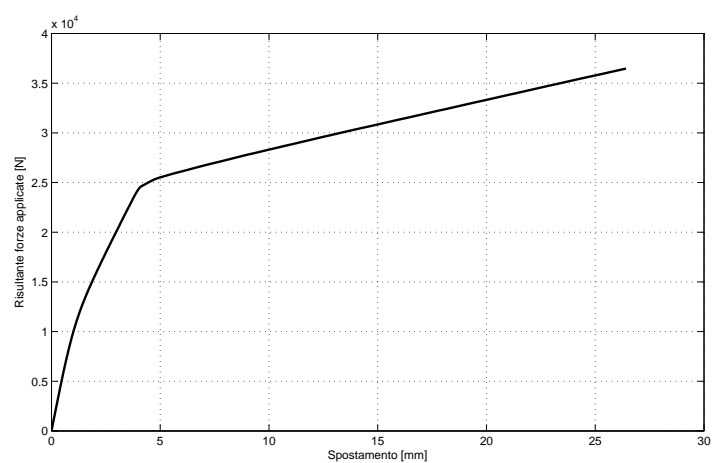


(b) Tasso di lavoro.

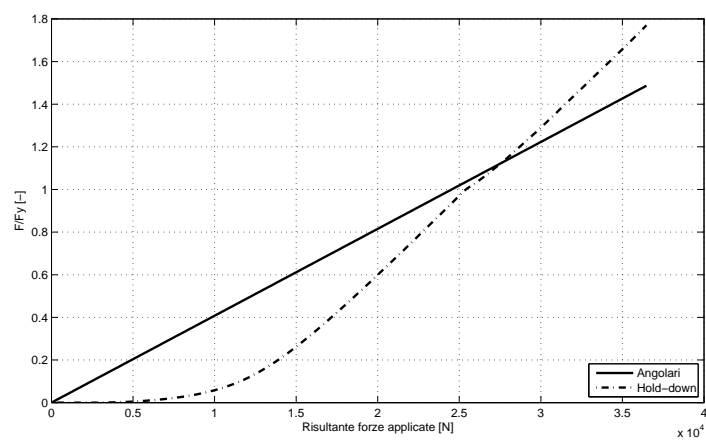


(c) Livello di spostamento.

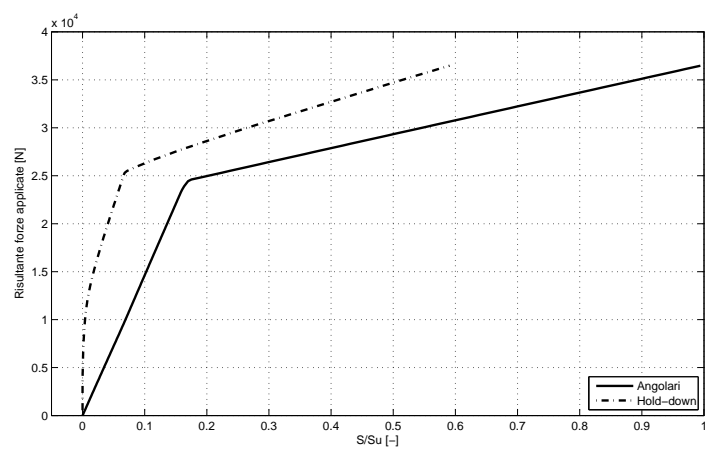
Figura 3.4: Configurazione n°2.



(a) Curva forza spostamento.

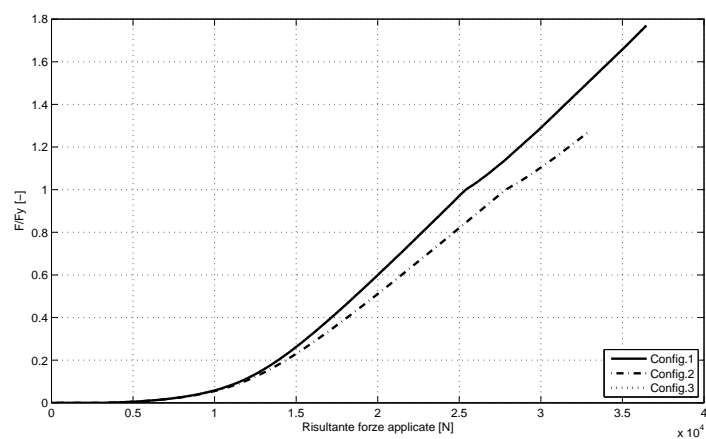


(b) Tasso di lavoro.

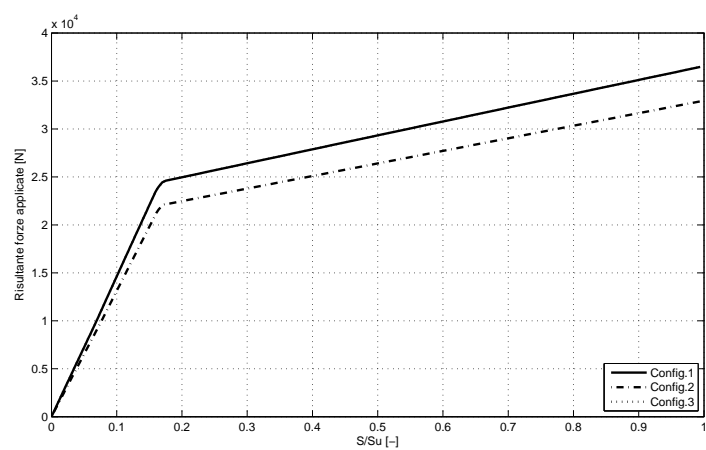


(c) Livello di spostamento.

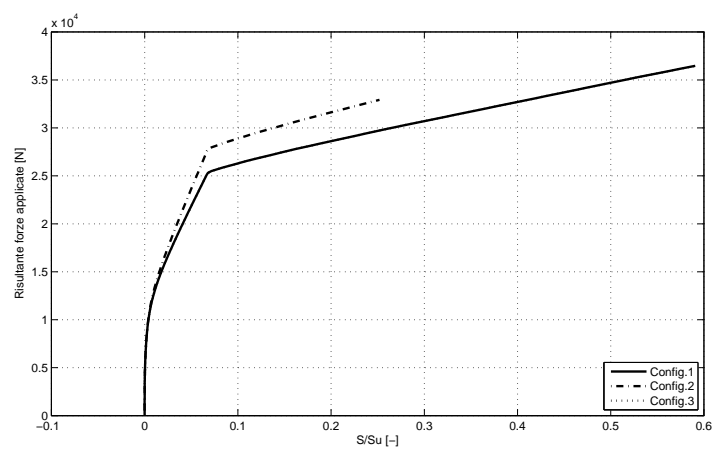
Figura 3.5: Configurazione n°2.



(a) Curva forza spostamento.



(b) Tasso di lavoro.



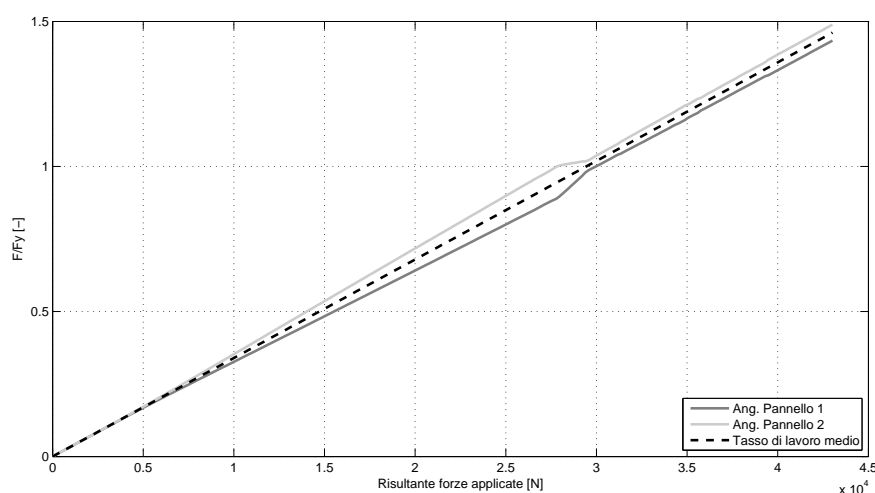
(c) Livello di spostamento.

Figura 3.6: Confronti effettuati tra le varie configurazioni studiate.

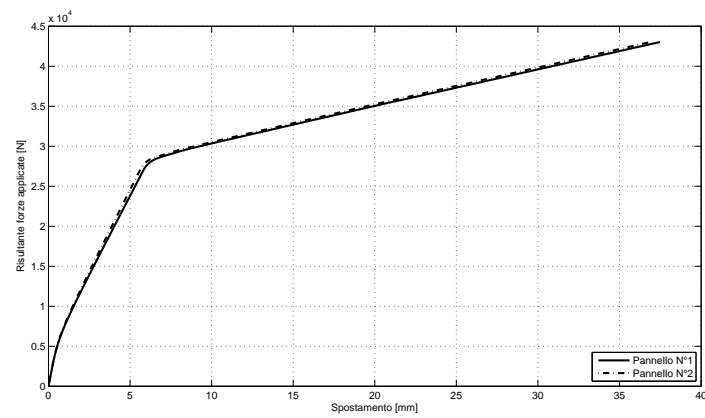
3.3.2 Caso studio n°2

Per la geometria di questo caso studio, nonché per i carichi gravitazionali agenti e le connessioni presenti, si rimanda alla figura 2.10 nel paragrafo 2.4. Anche in questo caso sono state studiate tutte le configurazioni presentate nel paragrafo 2.4, cui rimanda per i dettagli. Le figure 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10 riportano tutte le curve presentate all'inizio del paragrafo e già viste nel caso studio n°1. Come già anticipato per questo caso studio non vengono svolti confronti tra i risultati di diverse configurazioni.

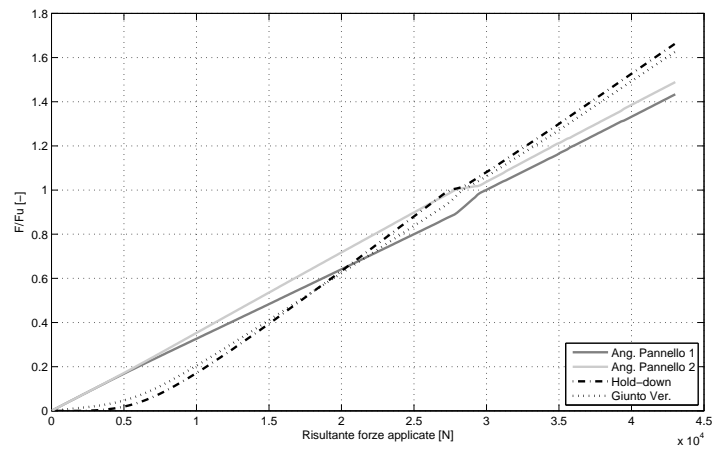
La figura qui sotto riporta l'andamento del tasso di lavoro per le connessioni a taglio alla base dei pannelli relative alla configurazione n°1. Per quanto detto nella sezione precedente, è lecito aspettarsi che queste due curve siano due rette; tuttavia si vede bene come, in questo caso, ci sia una deviazione per un livello di forza esterna applicata pari a circa 28,5 kN. Questa è dovuta al fatto che le connessioni dei due pannelli non raggiungono il loro punto di snervamento contemporaneamente. Il pannello n°2 (a questo proposito si rimanda alla figura 2.10) è infatti maggiormente caricato ed i suoi angolari raggiungono per primi il punto di snervamento, di conseguenza, per affetto della loro perdita di rigidità, vengono caricati maggiormente gli angolari del pannello n°1.



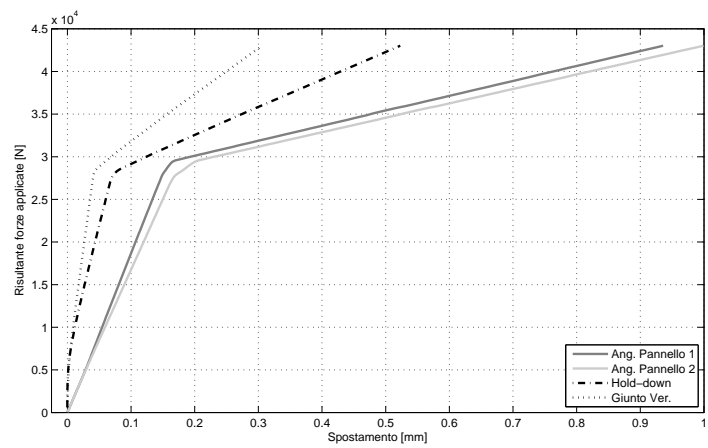
E' evidente che, per l'equilibrio in direzione orizzontale della parete nel suo complesso, le reazioni orizzontali alla base devono eguagliare i relativi carichi applicati. Se andiamo a vedere il tasso di sfruttamento medio delle connessioni a taglio, ottenuto come media aritmetica dei tassi di sfruttamento dei due pannelli, questo assume un andamento rettilineo, com'è lecito aspettarsi, e quindi l'equilibrio alla traslazione in direzione orizzontale è sempre soddisfatto. Questa particolarità si riscontra, per quanto riguarda questo caso studio, in tutte le configurazioni studiate, ma si sottolinea, in ogni caso, come questa considerazione abbia una *validità generale*, indipendentemente quindi dal caso studio considerato.



(a) Curva forza spostamento.

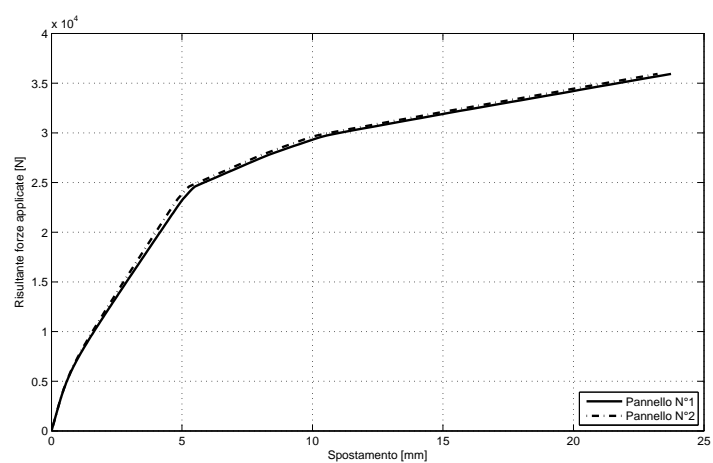


(b) Tasso di lavoro.

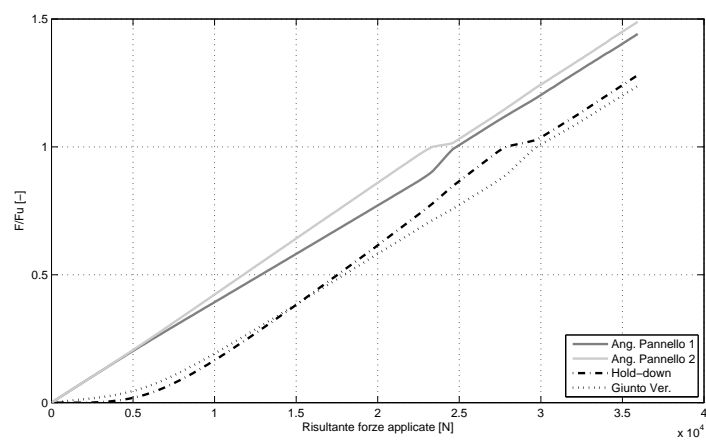


(c) Livello di spostamento.

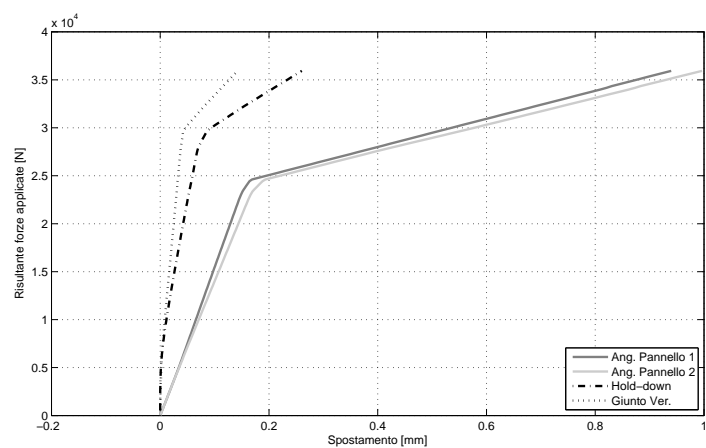
Figura 3.7: Configurazione n°1.



(a) Curva forza spostamento.

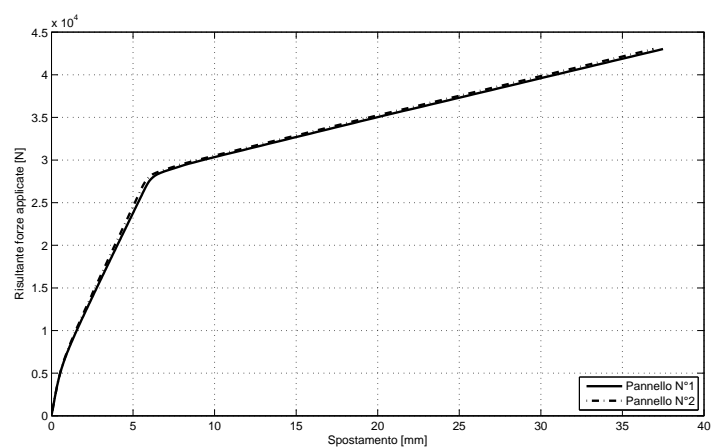


(b) Tasso di lavoro.

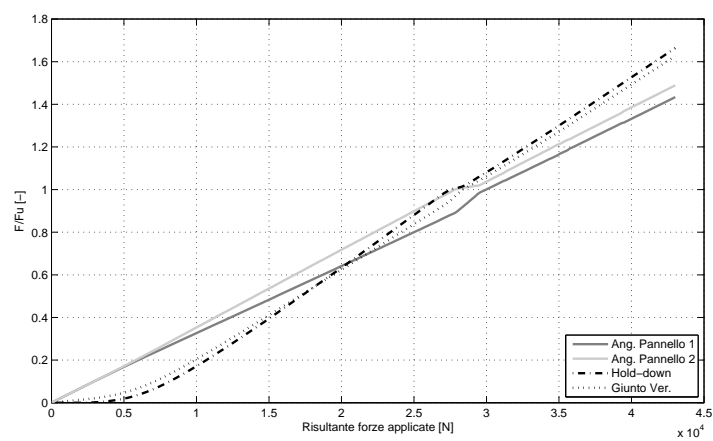


(c) Livello di spostamento.

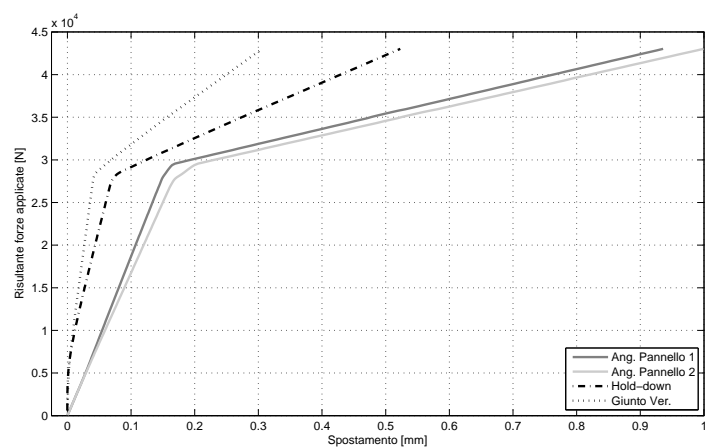
Figura 3.8: Configurazione n°2.



(a) Curva forza spostamento.

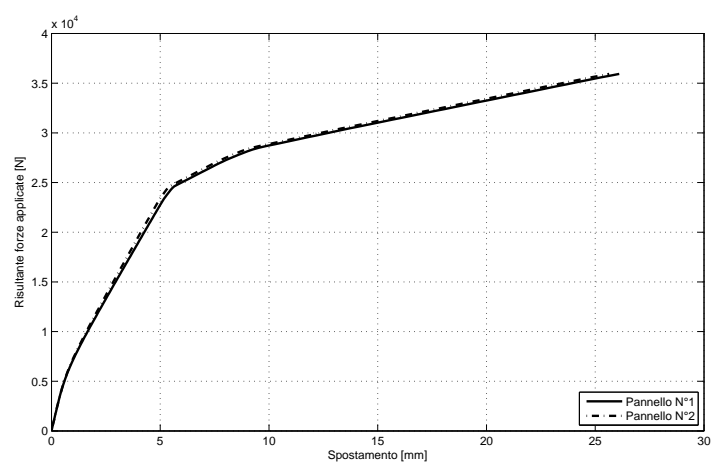


(b) Tasso di lavoro.

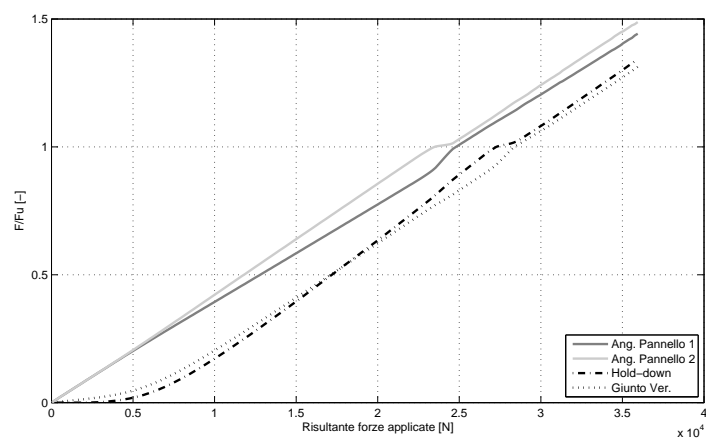


(c) Livello di spostamento.

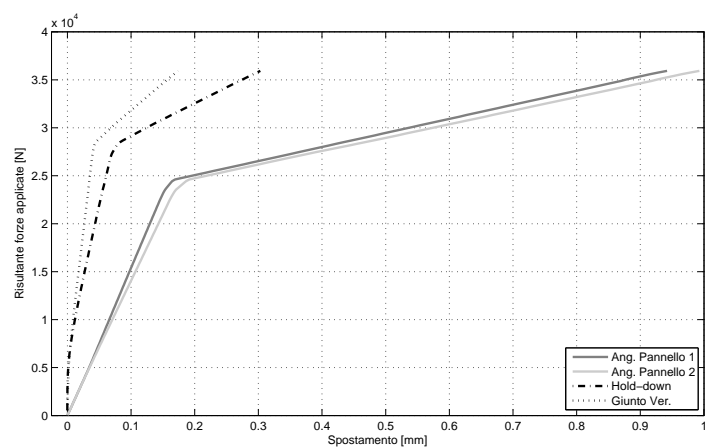
Figura 3.9: Configurazione n°3.



(a) Curva forza spostamento.



(b) Tasso di lavoro.



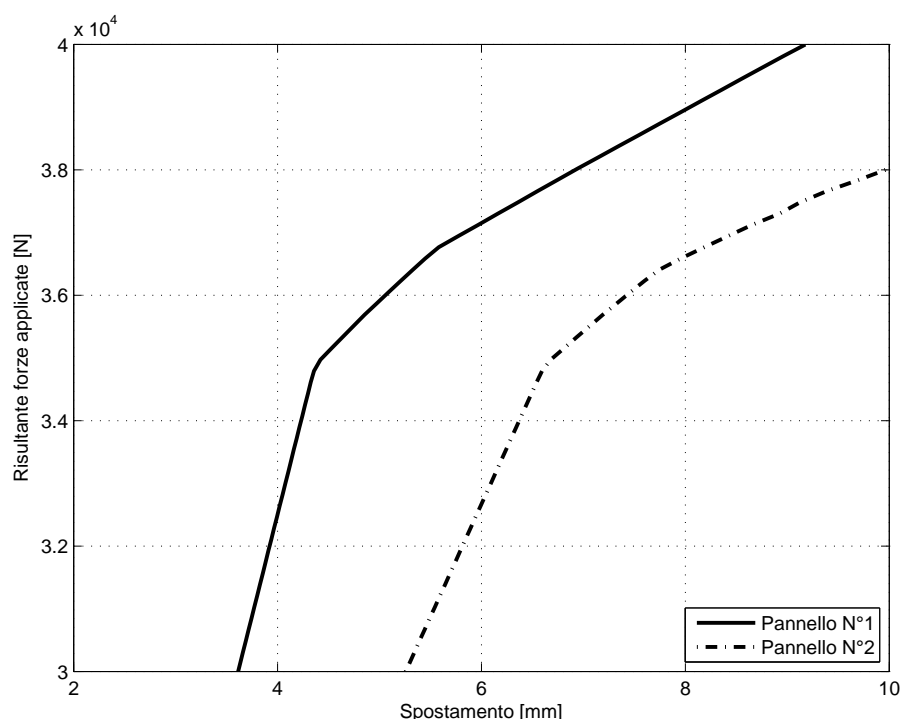
(c) Livello di spostamento.

Figura 3.10: Configurazione n°4.

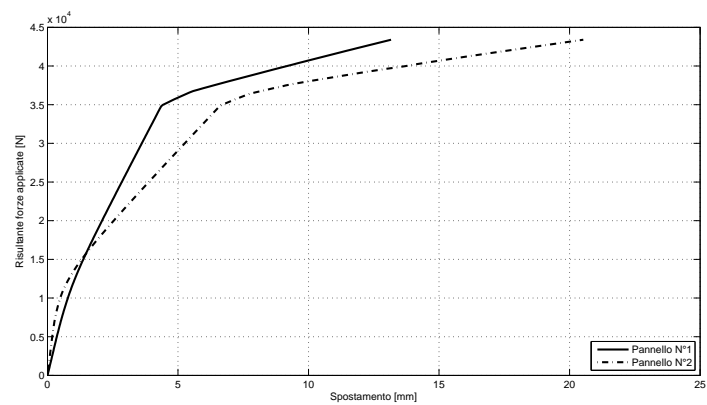
3.3.3 Caso studio n°3

Per la definizione della geometria, dei carichi gravitazionali applicati, per la numerazione delle connessioni e dei pannelli e per il significato delle configurazioni di studio n°1 e n°2, si deve ancora fare riferimento alla figura 2.18.

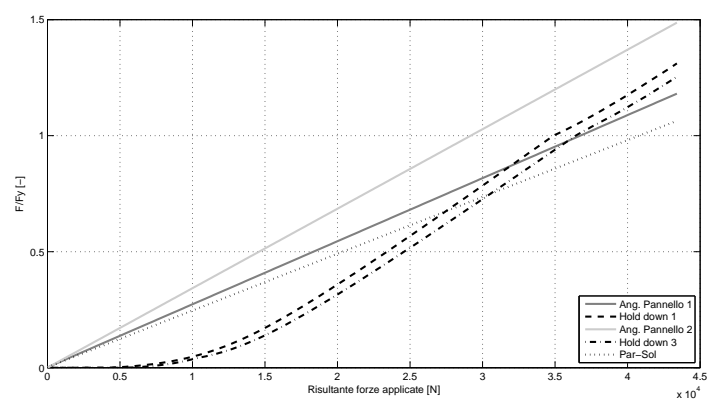
Per quanto riguarda le curve forza-spostamento, in questo caso studio la differenza tra le curve di risposta dei due pannelli sono molto evidenti. Nell'asse delle ordinate è riportata, per entrambe le curve, la risultante complessiva delle forze orizzontali applicate alla parete e non il taglio alla base di ogni singolo pannello. Come era lecito aspettarsi, il pannello n°1 è sensibilmente più rigido del pannello n°2, per effetto del maggior carico verticale che deve sopportare (si vedano le figure 3.11a e 3.12a). In questo caso studio è inoltre possibile notare da queste curve il fatto che le connessioni non raggiungono il loro limite di snervamento contemporaneamente. La figura qui sotto riporta un particolare della figura 3.11a.



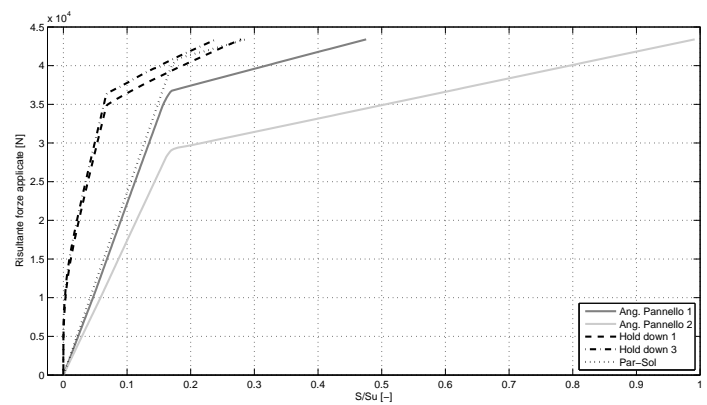
Si vede bene che, per entrambi i pannelli, è presente un doppio cambio di pendenza. Questo conferma che le connessioni entrano in campo plastico in step di carico successivi, anche se non è possibile stabilire quali siano le connessioni che raggiungono per prime il loro limite di snervamento. Analoghe considerazioni possono essere fatte per la configurazione n°2.



(a) Curva forza spostamento.

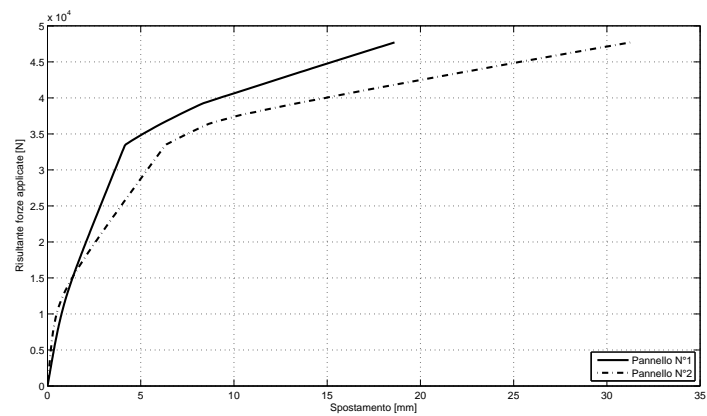


(b) Tasso di lavoro.

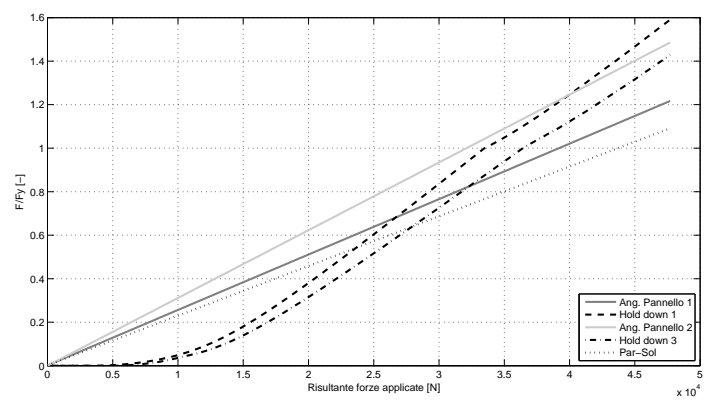


(c) Livello di spostamento.

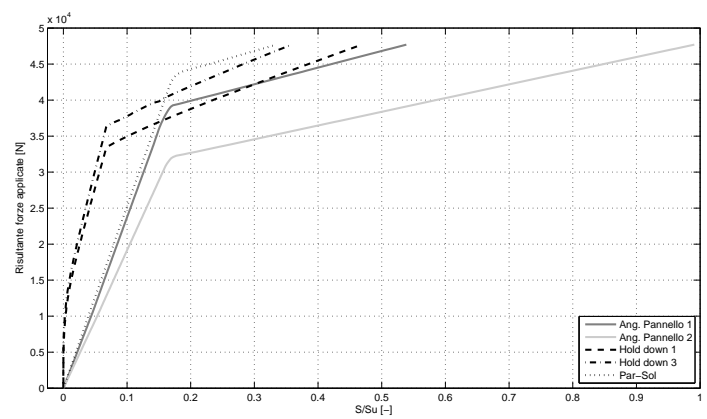
Figura 3.11: Configurazione n°1.



(a) Curva forza spostamento.



(b) Tasso di lavoro.



(c) Livello di spostamento.

Figura 3.12: Configurazione n°2.

Capitolo 4

Conclusioni

Questo capitolo conclude il lavoro svolto. Vengono riassunti criticamente i risultati ottenuti, anche con riferimento alla procedura di validazione per i casi studio ai quali è stata applicata. Vengono inoltre tracciati *possibili sviluppi futuri*, in particolar modo per quanto riguarda la procedura di validazione.

Per quanto riguarda la procedura proposta gli aspetti critici sono stati già discussi al punto §2.8 e vengono qui brevemente richiamati:

- Analisi della convergenza. Per quanto detto il problema deriva dalla scelta di “controllare” la convergenza; viene quindi introdotta una dipendenza tra due iterazioni successive, ma solamente per quanto riguarda il numero di connettori da inserire nel modello agli elementi finiti per l’iterazione seguente. E’ comunque possibile modificare in qualsiasi momento il metodo scelto per governare la convergenza della soluzione.
- Analisi del modo fondamentale di vibrazione, con riferimento all’ultima iterazione svolta. In questo caso il problema è intrinseco alla metodologia di analisi impiegata e non pare possibile porvi rimedio facilmente se non nel caso in cui nessun hold-down sia necessario, come spiegato al punto §2.8. E’ in ogni caso da valutare più approfonditamente l’influenza di questo problema nei confronti della progettazione della parete nel suo complesso. E’ possibile che la massa partecipante associata a questi modi di vibrare sia infatti contenuta, limitando quindi l’influenza della forma modale nei riguardi della progettazione della parete nel suo complesso.

In questo lavoro, inoltre, la procedura proposta è stata testata solamente per alcune singole pareti, ipotizzando che queste lavorino esclusivamente nel proprio piano (a questo proposito si veda il punto 1.3.1). E’ evidente quindi la necessità di applicarla ad una serie di casi studio tridimensionali, tenendo in conto la rigidità a flessione fuori dal piano delle pareti, dei giunti d’angolo tra le pareti nonché della presenza del solaio, con le relative giunzioni che lo caratterizzano. Se da un *punto di vista concettuale* non ci sono modifiche significative da apportare alla procedura proposta, è evidente che la complessità della geometria potrebbe comportare, ad esempio, problemi di modellazione dell’edificio oggetto di studio e di convergenza della soluzione. Il passaggio a modelli tridimensionali comporta invece alcuni problemi per quanto riguarda l’analisi impiegata per la valutazione della procedura. Innanzitutto l’analisi statica incrementale non

lineare è valida solamente per edifici che rispettino le condizioni di regolarità sia in pianta che in altezza (si veda ancora il punto 1.3.1) e quindi potrebbe non essere applicabile se il caso studio non gode di questa proprietà. Inoltre il passaggio a modelli più consistenti, in termini di dimensioni del sistema o di numero di gradi di libertà che dir si voglia, comporta senza dubbio un notevole incremento dell'onere computazionale necessario per svolgere l'analisi, tenendo anche presente la necessità di discretizzare pesantemente i pannelli X-Lam per cogliere in modo opportuno il problema di contatto alla loro base.

Per quanto concerne l'analisi non lineare utilizzata in questo lavoro per la valutazione della procedura proposta sono da sottolineare i seguenti punti:

- non tiene in conto l'attrito che è *sempre presente* tra un pannello e le opere di fondazione e tra un pannello ed un solaio, nonché tra pannello e pannello nel caso, ad esempio, di giunti verticali;
- la legge di incrudimento implementata non tiene conto del reale comportamento in campo non lineare di una connessione, somma di un contributo legato all'entrata in campo plastico dei connettori ed uno legato al comportamento non lineare del legno;
- la discretizzazione dei pannelli in direzione orizzontale non è particolarmente fitta, ricordando che l'analisi tiene in conto il problema di contatto di cui al punto §1.1.

E' evidente che questi limiti sono *insiti nella scelta di MATLAB*, essendo motivati i primi due dalla semplicità in termini di implementazione numerica e l'ultimo dalla rapidità di calcolo nonché dalla massima dimensione delle matrici supportabile dal programma. Questi limiti sono facilmente superabili implementando questa analisi all'interno di un codice di calcolo di tipo "aperto" oppure impiegando un codice di calcolo commerciale.

La validazione presentata, inoltre, riguarda solamente le connessioni progettate e non vengono verificate le tensioni sui pannelli. Quello che interessa, in questo caso, è la differenza nel valore di picco della tensione di trazione in corrispondenza all'hold-down teso, dal momento che il massimo valore di compressione, in corrispondenza dello spigolo attorno al quale il pannello ruota, non è significativo in condizioni sismiche. A questo proposito si osserva che la verifica per compressione parallela alle fibre è significativa allo stato limite ultimo, dove i carichi verticali sono moltiplicati per un coefficiente superiore all'unità e dove la resistenza è ridotta per effetto dell'instabilità dell'equilibrio. Per quanto riguarda le tensioni tangenziali le differenze maggiori saranno presumibilmente nella zona di contatto dei pannelli con il suolo od il solaio, dal momento che le condizioni di vincolo, in prossimità dell'hold-down teso, non differiscono tra le due analisi (modale con spettro di risposta e statica non lineare). In tutti i casi queste considerazioni preliminari devono ricevere il conforto di una adeguata validazione numerica.

Le analisi di *validazione* dovrebbero poi confermare la *correttezza* dell'ipotesi assunta *sull'estensione della zona compressa* del pannello (a questo proposito si veda il punto §1.3.3). Questo è un aspetto molto importante in quanto l'ampiezza della zona compressa influisce pesantemente sul contributo stabilizzante legato ai carichi gravitazionali e quindi sul numero di connettori a trazione. E' quindi necessario

controllare che, al raggiungimento del limite di snervamento da parte degli hold-down, l'estensione della zona compressa sia circa il 20% della larghezza del pannello.

Bibliografia

- Corradi Dell'Acqua, Leone (2010). *Meccanica delle Strutture*. Seconda Edizione. Vol. 2. McGraw Hill. Cap. 11 - Il metodo degli elementi finiti: approccio agli spostamenti (cit. a p. 24).
- Gavric, Igor, Massimo Fragiaco e Ario Ceccotti (2014). «Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures». In: *Materials and Structures*. Pubblicato on-line. URL: <http://www.google.it/url?url=http://link.springer.com/content/pdf/10.1617/s11527-014-0278-7.pdf&rct=j&frm=1&q=&esrc=s&sa=U&ei=Kqg4Vd7SL5Cf7gb-mYAg&ved=0CBkQFjAA&sig2=D2TzMEQaH2CD0mtofBc9pw&usg=AFQjCNGGgVXgc53FJMrqRdlJoBXR87VdaA> (cit. a p. 18).
- Gavric, Igor e Marjan Popovski (2014). «Design models for CLT shearwalls and assemblies based on connection properties». In: *International Network on Timber Engineering Research*. Pubblicato on-line. URL: http://www.google.it/url?url=http://www.researchgate.net/profile/Marjan_Popovski/publication/274959144_Design_models_for_CLT_shearwalls_and_assemblies_based_on_connection_properties/links/552d4ea80cf2e089a3ad70b4.pdf&rct=j&frm=1&q=&esrc=s&sa=U&ei=G7A4VfS504jf05vOgLAL&ved=0CB8QFjAB&sig2=wiQnej9cJ7g7XTTf6bVkJw&usg=AFQjCNGi3tXk6jmCTPZtzoaheqmAeqBwiQ (cit. a p. 18).
- Johnson, Kenneth Langstreth (1985). *Contact mechanics*. Cambridge University Press (cit. a p. 9).
- Popovski, Marjan (2010). «Lateral resistance of cross-laminated wood panels». In: *Proceedings of the 11th world conference on timber engineering*. Vol. 4. Trees e Timber Institute, pp. 3394–3403 (cit. a p. 18).
- Simo, Juan Carlo e Thomas Joseph Robert Hughes (1998). *Computational Inelasticity*. A cura di Jerrold Marsden, Lawrence Sirovich e Stephen Wiggins. Springer. Cap. 1.2.2 - An elementary model for (isotropic) hardening, 1.2.3 - Alternative form of the loading/unloading condition, 1.4.1 - The incremental form of rate independent plasticity, 1.4.2 - Return-mapping algorithms. Isotropic hardening.
- Stora Enso Building and Living* (2012). URL: <http://www.clt.info/it/media-downloads/brochures/broschuren/> (cit. alle pp. 12, 48, 54).
- Zienkiewicz, Olgierd Cecil e Robert Taylor (2000). *The Finite Element Method*. Vol. 1 - The Basis. Butterworth Heinemann. Cap. 1 - Some preliminaries: the standard discrete system, 2 - A direct approach to problems in elasticity, 4 - Plane stress and plane strain, 8 - "Standard" and "hierarchical" element shape functions: some general families of C_0 continuity.